

TRABAJO FINAL DE MÁSTER



TÍTULO

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR EL
MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS: APLICACIÓN AL
TERRAPLÉN DE ENTRADA VIADUCTO DE MAS RUBIÓ**

AUTOR

DONALD FRANCISCO MEMBREÑO ALARCÓN

TUTOR

ANTONIO GENS SOLÉ

ESPECIALIDAD

INGENIERÍA GEOTÉCNICA

FECHA

03 DE OCTUBRE DE 2012



**Dep. de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos**

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA





Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica
y Geofísica - E.T.S. Ingenieros de Caminos C. y P.

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS: APLICACIÓN AL TERRAPLÉN DE ENTRADA VIADUCTO DE MAS RUBIÓ

Proyecto final para obtener el grado de Master en Ingeniería del
Terreno e Ingeniería Sísmica, Especialidad

Geotecnia

Autor

Donald Francisco Membreño Alarcón

Tutor: Prof. Antonio Gens Solé

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica

Universitat Politècnica de Catalunya

Octubre, 2012

RESUMEN

La construcción de terraplenes en Ingeniería Civil es una actividad rutinaria que conlleva actividades geotécnicas de control y monitorización para garantizar la estabilidad del terraplén y estructuras aledañas. En el presente trabajo final de master se realiza un análisis y modelación numérica del *Terraplén de entrada al viaducto de Mas Rubió* con el Método de Elementos Finitos, haciendo uso del programa PLAXIS 9.0 y del modelo constitutivo clásico Mohr Coulomb. El caso corresponde a una situación de inestabilidad del terreno en la cual estaba implicada la estabilidad de uno de los estribos del viaducto por falla del terreno.

El caso fue analizado durante el proceso de construcción (2008-2009) con el Método de Equilibrio Límite, sin embargo, no se logró identificar las causas de los movimientos, aunque sí se estabilizó finalmente con la colocación de una berma al pie del terraplén. En el presente estudio se analiza las causas de inestabilidad con el Método de Elementos Finitos, se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros geomecánicos más influyentes en el modelo, se monitoriza las condiciones de estabilidad del terraplén con el paso del tiempo y se calculan las presiones intersticiales para comparar los resultados con los datos medidos en campo a través de la instrumentación de campo instalada.

Es parte importante de este estudio, detallar de manera sustancial los antecedentes del caso, procedimientos constructivos y monitorización a través de la instrumentación de campo, lo cual facilita la comprensión del procedimiento efectuado para lograr resultados fiables.

Keywords: terraplén, falla, análisis y modelación numérica, presiones intersticiales, instrumentación de campo.

ABSTRACT

The construction of embankments in Civil Engineering is a routine activity that involves geotechnical control activities and monitoring to ensure the stability of the embankment and surrounding structures. In this final master work an analysis and numerical modelling is done of the embankment entrance to Mas Rubió Viaduct with the Finite Element Method, using the PLAXIS 9.0 program and Mohr Coulomb constitutive model. The case is a situation of ground instability that involved the stability of one of the spurs of the viaduct because of ground failure.

The case was discussed during the construction process (2008-2009) with the limit equilibrium method, however, the causes of the movements could not be identified, although finally the ground was stabilized by placing a berm at the foot of the embankment. The present study examines the causes of instability with the Finite Element Method. A sensitivity analysis of the most influential geomechanical parameters in the model is performed and stability of the embankment is monitored over time and pore pressures are calculated to compare the results with field data measured through the installed field instrumentation.

Detailing the history of the case is an important part of this study, as well as construction procedures and monitoring through field instrumentation, which makes understanding the performed procedure to achieve reliable results.

Keywords: embankment, failure, analysis and numerical modelling, pore pressures, field instrumentation.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres por apoyarme siempre en mi formación profesional. A mis amigos del Master en Ingeniería del Terreno e Ingeniería Sísmica por su amistad y ayuda a lo largo de 2 años y por ser partícipes de uno más de mis logros.

A la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID) por beneficiarme con una Beca MAEC para la realización del Master en Ingeniería del Terreno. Gracias por el apoyo brindado y su comprensión en todo momento.

Al profesor Antonio Gens, por dedicar parte de su tiempo y compartir su conocimiento en el ramo de la Ingeniería Geotécnica.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN.....	i
ABSTRACT.....	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE	iii
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE FOTOGRAFÍAS.....	viii
LISTA DE TABLAS.....	viii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. OBJETIVOS.....	3
3. DESCRIPCIÓN DEL CASO.....	4
3.1 Ubicación y descripción de la obra	4
3.2 Antecedentes.....	4
3.3 Trabajos geotécnicos realizados.....	11
3.3.1 Perforación de sondeos de reconocimiento e instalación de la instrumentación	11
3.3.2 Ensayos de Laboratorio	13
3.3.3 Análisis de estabilidad	14
3.3.4 Condiciones del subsuelo.....	15
3.3.5 Medidas correctoras	16
3.3.6 Evolución de las condiciones de estabilidad del terraplén.....	18
3.3.7 Acerca del análisis estructural del estribo No. 01 del Viaducto	22
4. ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	24
4.1 Programa PLAXIS 2D V9.0.....	24
4.2 Modelo Constitutivo: Mohr-Coulomb	25
4.3 Descripción del Modelo de Elementos Finitos.....	27
4.3.1 Geometría de la sección B-B'	28
4.3.2 Presiones intersticiales	29
4.3.3 Método “Phi-c reduction”.....	31
4.3.4 Back Analysis	33
4.3.5 Análisis de Sensibilidad	45
4.3.6 Condiciones de estabilidad con construcción de berma.....	46
4.3.7 Disipación de presiones intersticiales	51

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	59
5.1 Back Analysis	59
5.2 Análisis de sensibilidad	63
5.3 Estabilidad del terreno con colocación de la berma	70
5.4 Comparación entre presiones intersticiales calculadas y las registradas en campo.	72
6. CONCLUSIONES	79
7. PERSPECTIVAS FUTURAS	82
8. REFERENCIAS	83
9. ANEXOS	84
9.1 Plano de situación	85
9.2 Plano general de emplazamiento (lámina 1)	87
9.3 Cortes geológicos (láminas 2A a 2C)	89
9.4 Localización de movimientos detectados y vectores en superficie (previos a la solución	94
9.5 Columnas estratigráficas (primera campaña de sondeos, septiembre 2008)	98
9.6 Columnas estratigráficas (segunda campaña de sondeos, marzo 2009)	122
9.7 Ensayos de laboratorio	143
9.8 Datos de precipitación pluvial (del 07 de mayo de 2008 al 17 de mayo de 2009)	164
9.9 Inclínometría	166
9.10 Piezometría de cuerda vibrante	207
9.11 Placas de asentamiento situadas en el contrafuerte	212

LISTA DE FIGURAS

Figura No. 1: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-4 a 5 m de profundidad en el eje B-B'.....	18
Figura No. 2: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-4 a 10 m de profundidad en el eje B-B'.....	19
Figura No. 3: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-4 a 15 m de profundidad en el eje B-B'.....	19
Figura No. 4: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-6 a 4 m de profundidad en el eje A-A'.....	20
Figura No. 5: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-6 a 12 m de profundidad en el eje A-A'.....	20
Figura No. 6: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-6 a 20 m de profundidad en el eje A-A'.....	21
Figura No. 7: Idea básica de un modelo elasto-plástico perfecto (Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands, 2008b).....	27
Figura No. 8: Círculos de Mohr. Uno de ellos toca la envolvente de Coulomb (Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands, 2008b).....	27
Figura No. 9: Configuración general del proyecto.....	35
Figura No. 10: Configuración general (dimensiones).....	36
Figura No. 11: Geometría Sección B-B' sin berma.....	36
Figura No. 12: Malla de elementos finitos, sin berma.	37
Figura No. 13: Asignación del Nivel Freático.....	37
Figura No. 14: Presiones intersticiales generadas por el nivel freático asignado. Peso específico del agua 10 KN/m^3	38
Figura No. 15: Configuración general de Fase 1.	39
Figura No. 16: Configuración de parámetros de Fase 1.....	40
Figura No. 17: Configuración de multiplicadores de Fase 1.....	40
Figura No. 18: Configuración general de Fase 2.	41
Figura No. 19: Configuración de parámetros de Fase 2.....	42
Figura No. 20: Configuración de multiplicadores de Fase 2.....	42
Figura No. 21: Configuración general de Fase 3.	43
Figura No. 22: Configuración de parámetros de Fase 3.....	44
Figura No. 23: Configuración de multiplicadores de Fase 3.....	44
Figura No. 24: Geometría Sección B-B' con Berma.	46

Figura No. 25: Malla de elementos finitos con berma.	47
Figura No. 26: Configuración general de fase 4.	48
Figura No. 27: Configuración de parámetros de fase 4	48
Figura No. 28: Configuración general de fase 5.	49
Figura No. 29: Configuración de parámetros de fase 5.	50
Figura No. 30: Configuración de multiplicadores de fase 5.	50
Figura No. 31: Configuración general de fase 6.	51
Figura No. 32: Configuración de parámetros de fase 6.	52
Figura No. 33: Configuración general de fase 7.	52
Figura No. 34: Configuración de parámetros de fase 7.	53
Figura No. 35: Configuración de multiplicadores de fase 7.	53
Figura No. 36: Configuración general de fase 8.	54
Figura No. 37: Configuración de parámetros de fase 8.	55
Figura No. 38: Configuración general de fase 9.	56
Figura No. 39: Configuración de parámetros de fase 9.	56
Figura No. 40: Configuración de multiplicadores de fase 9.	57
Figura No. 41: Malla deformada Sección B-B', $\Sigma M_{stage}=0.993$ en fase 2.	60
Figura No. 42: Desplazamientos totales incrementales Sección B-B', vectores de desplazamiento. $\Sigma M_{stage}=0.993$ en fase 2.	60
Figura No. 43: Desplazamientos totales incrementales Sección B-B', delimitación por sombreado. $\Sigma M_{stage}=0.993$ en fase 2.	62
Figura No. 44: Rotura tipo B.	64
Figura No. 45: Rotura tipo C.	64
Figura No. 46: Variación del ángulo de fricción de la cuña.	64
Figura No. 47: Variación de la cohesión de la cuña.	65
Figura No. 48: Variación del peso específico de la cuña.	65
Figura No. 49: Variación del ángulo de fricción del terraplén.	66
Figura No. 50: Variación de la cohesión del terraplén.	66
Figura No. 51: Variación del peso específico del terraplén.	67
Figura No. 52: Variación del ángulo de fricción de la arcilla.	67
Figura No. 53: Variación de la cohesión de la arcilla.	68
Figura No. 54: Variación del peso específico de la arcilla	68
Figura No. 55: Sensibilidad del factor de seguridad al ascenso y descenso del nivel freático.	69
Figura No. 56: Colocación de Berma, fase 4.	70

Figura No. 57: Phi-c reduction, fase 5. Factor de seguridad=1.13	71
Figura No. 58: Factor de seguridad en función del tiempo.....	72
Figura No. 59: Presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S10.	73
Figura No. 60: Exceso de presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S10.	74
Figura No. 61: Presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S14.	74
Figura No. 62: Exceso de presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S14.	75
Figura No. 63: Presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S15.	75
Figura No. 64: Exceso de presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S15	76
Figura No. 65: Presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S16.	76
Figura No. 66: Exceso de presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S16.	77
Figura No. 67: Exceso de presión intersticial, fase 8 (minimum pore pressure).	78

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía No. 1: Ensayo de placa de carga realizado en la capa No. 07 del Terraplén de Mas Rubió.	6
Fotografía No. 2: Ejecución de mechas drenantes en la base del Terraplén de Mas Rubió.	8
Fotografía No. 3: Geotextil colocado sobre las mechas drenantes en la base del terraplén de Mas Rubió.	8
Fotografía No. 4: Ejecución del camino de Can Bosch en el frontal y lateral norte del terraplén.	9

LISTA DE TABLAS

Tabla No. 1: Coordenadas X-Y de los nodos de la sección B-B'.	29
Tabla No. 2: Coordenadas de nivel freático en condiciones iniciales (terreno original sin terraplén).	31
Tabla No. 3: Coordenadas de nivel freático en fase 2 de cálculo (terreno original con terraplén).	31
Tabla No. 4 Datos de la malla de elementos finitos, sin berma.	37
Tabla No. 5: Datos de la malla con berma.	47
Tabla No. 6: Detalles de fases de la No. 10 a la No. 33 para el control del factor de seguridad en función del tiempo.	58
Tabla No. 7: Parámetros del Back Analysis con un factor de seguridad de 0.993. ($\Sigma M_{stage}=0.993$ en fase 2).	59
Tabla No. 8: Coeficientes de permeabilidad para suelos comunes (Budhu, 2000).	61
Tabla No. 9: Valores típicos del coeficiente de poisson (Budhu, 2000).	61
Tabla No. 10: Valores típicos de módulo de Young (E) y módulo de corte (G). E ^a son valores secantes a tensión desviadora pico para suelos densos y rígidos, y cuando la tensión desviadora máxima es lograda para suelos sueltos, medios y blandos (Budhu, 2000).	61
Tabla No. 11: Rangos de ángulos de fricción (grados) para suelos (Budhu, 2000). (a)Valores mayores (32° a 37°) en el rango corresponden a arenas con significativa	

cantidad de feldespato (Bolton, 1986). Valores menores (27° a 32°) en el rango corresponden a arenas de cuarzo.....	61
Tabla No. 12: Coeficiente de permeabilidad aproximado de rocas a 15°C y porosidad (Jumikis, 1983, pág. 163).....	62
Tabla No. 13: Rango de variación de parámetros considerados en el análisis de sensibilidad, sección B-B'.	63
Tabla No. 14: Coordenadas de piezómetros y nodos de Plaxis usados para la comparación de presiones intersticiales.....	72
Tabla No. 15: Presiones hidrostáticas en dispositivos instalados in situ.....	73

1. INTRODUCCIÓN

El estudio del caso corresponde al Análisis de Estabilidad del terraplén de entrada al viaducto de Mas Rubió, construido en la carretera C-37, dentro del proyecto *“Boca Nord Túnel de Bracons – Sant Esteve d’en Bas”*, Cataluña, España.

Se considera de suma importancia el estudio del terraplén debido a que se presentaron durante los trabajos de movimiento de tierra, indicios de inestabilidad del terraplén de entrada lo cual indicaba que los parámetros y condiciones con los que se analizaba el terraplén no eran los correspondientes a los materiales involucrados ya que se presentaron desplazamientos en el mismo terraplén que afectaban la estabilidad estructural del estribo de entrada del viaducto. El trabajo realizado está enfocado a 5 líneas principales que son: a) descripción del caso; b) *back analysis*, que explique las situaciones de inestabilidad que tuvieron lugar en la obra; c) análisis de sensibilidad paramétrica de los materiales; d) monitorización de condiciones de estabilidad con la construcción de la berma; y e) comparación de presiones intersticiales medidas con las medidas in situ a través de instrumentación.

El trabajo está organizado en 9 capítulos, incluyendo el presente, que se han estructurado de manera sencilla para fácil comprensión del lector. El capítulo 2 corresponde a los objetivos del trabajo descritos de manera clara y concisa.

El capítulo 3 detalla todo el procedimiento constructivo de la obra, la historia de inestabilidad del terreno y la afectación al estribo de entrada al viaducto. Se describe además las campañas de reconocimiento del terreno y ensayos de laboratorio realizados para la determinación de los parámetros geotécnicos principales.

El capítulo 4 corresponde al análisis por el método de elementos finitos con la utilización del programa PLAXIS 9.0. Este capítulo ha sido escrito de manera que el lector tenga una idea clara del procedimiento realizado con el programa para modelar, mediante diferentes fases de cálculo, las etapas constructivas a

las que fue sometido el terreno para la correcta interpretación de resultados. Se describe también el modelo constitutivo utilizado: Mohr-Coulomb.

En el capítulo 5 se muestra el análisis de resultados obtenidos para el *back analysis*, análisis de sensibilidad paramétrica, estabilidad con colocación de berma. Finalmente se comparan las presiones intersticiales calculadas con las medidas in situ.

Los capítulos 6, 7 y 8 corresponden a conclusiones finales, perspectivas futuras y referencias bibliográficas utilizadas para la realización del Informe Final. El capítulo 9 contiene los anexos complementarios para la comprensión del caso, tales como datos de piezometría, sondeos, ensayos de laboratorio, etc.

2. OBJETIVOS

- Describir los antecedentes del caso y el trabajo realizado para la estabilidad del terraplén de entrada al viaducto de Mas Rubió.
- Comentar las decisiones tomadas y resultados obtenidos durante el proceso de construcción y estabilización del Terraplén Mas Rubió.
- Realizar un *Back-Analysis* que represente las condiciones de inestabilidad del terreno haciendo uso del Método de Elementos Finitos.
- Cotejar los resultados obtenidos con el Método de Elementos Finitos con los obtenidos durante el proceso constructivo (2008-2009) con el Método de Equilibrio Límite.
- Lograr un análisis de sensibilidad paramétrica del terreno con el Método de Elementos Finitos.
- Confirmar las condiciones de estabilidad del terreno con la colocación de la berma en función del tiempo.
- Comparar las presiones intersticiales calculadas con PLAXIS 9.0 con las medidas in situ a través de piezómetros de cuerda vibrante.

3. DESCRIPCIÓN DEL CASO

3.1 Ubicación y descripción de la obra

El terraplén de Mas Rubió se sitúa entre los PK 19+090 y 19+390 (ver sección 9.1 de anexos) del Proyecto “*Mejora General Nueva Carretera Vic-Olot Crta. C-37 (Código NB-9679.3), Tramo: Boca Norte del Túnel de Bracons – Sant Esteve d’en Bas (La Vall d’en Bas)*”, Cataluña, España. El caso de estudio tiene lugar debido a movimientos detectados en el estribo No. 1 de la obra de fábrica OF-19.4 (Viaducto de Mas Rubió) así como en el terraplén de dicho estribo, lo que dio lugar a la necesidad de actividades de seguimiento y análisis por parte de la Dirección de Obra (UTE GARROTXA), asesorada por las empresas: JOLSA (Geotecnia), Oficina Técnica de SACYR (constructora) y PEDELTA (empresa proyectista del viaducto).

Se trata de un estribo de aproximadamente 4.0 m de ancho sobre tres pilotes de 1.80 m de diámetro que atraviesan el terraplén y la capa de arcilla cuaternaria sobre la cual descansa, empotrándose finalmente en el sustrato rocoso.

3.2 Antecedentes

La construcción del terraplén de acceso a las obra de fábrica se inicia en mayo de 2007 y dicho terraplén alcanza la cota de la base del encepado de los pilotes de cimentación del estribo a finales de marzo de 2008. La altura total del terraplén hasta dicha cota es de unos 32 metros.

Seguidamente, se ejecutaron los pilotes a través del terraplén hasta empotrarlos en la roca del sustrato; se trata concretamente de tres pilotes de 1.80 metros de diámetro y una longitud total de unos 40 metros.

A finales del mes de mayo de 2008 se recreció el terraplén por detrás del encepado de los pilotes hasta la cota de explanación, aproximadamente unos 3 metros adicionales.

En fecha 4 de agosto de 2008 se observan movimientos de unos 8.4 cm en la pared frontal del estribo en dirección de la traza y de 1.4 cm en dirección perpendicular, aunque observándose unas pequeñas grietas en la berma de resguardo existente entre la coronación frontal del terraplén y el encepado del estribo. A partir de entonces se van a colocar dianas de auscultación topográfica a lo largo del terraplén y en la pared frontal del estribo y se inician campañas de sondeos, instrumentación y seguimiento geotécnico para dar solución al problema de estabilidad. Se habían detectado hasta el 3 de Noviembre de 2008 un total un total de unos 12 cm en dirección de la traza y unos 5 cm en dirección perpendicular. La velocidad de deformación se había reducido pero el movimiento continuaba. También se detectaron asentamientos notables en los puntos del terraplén donde se realizaban mediciones.

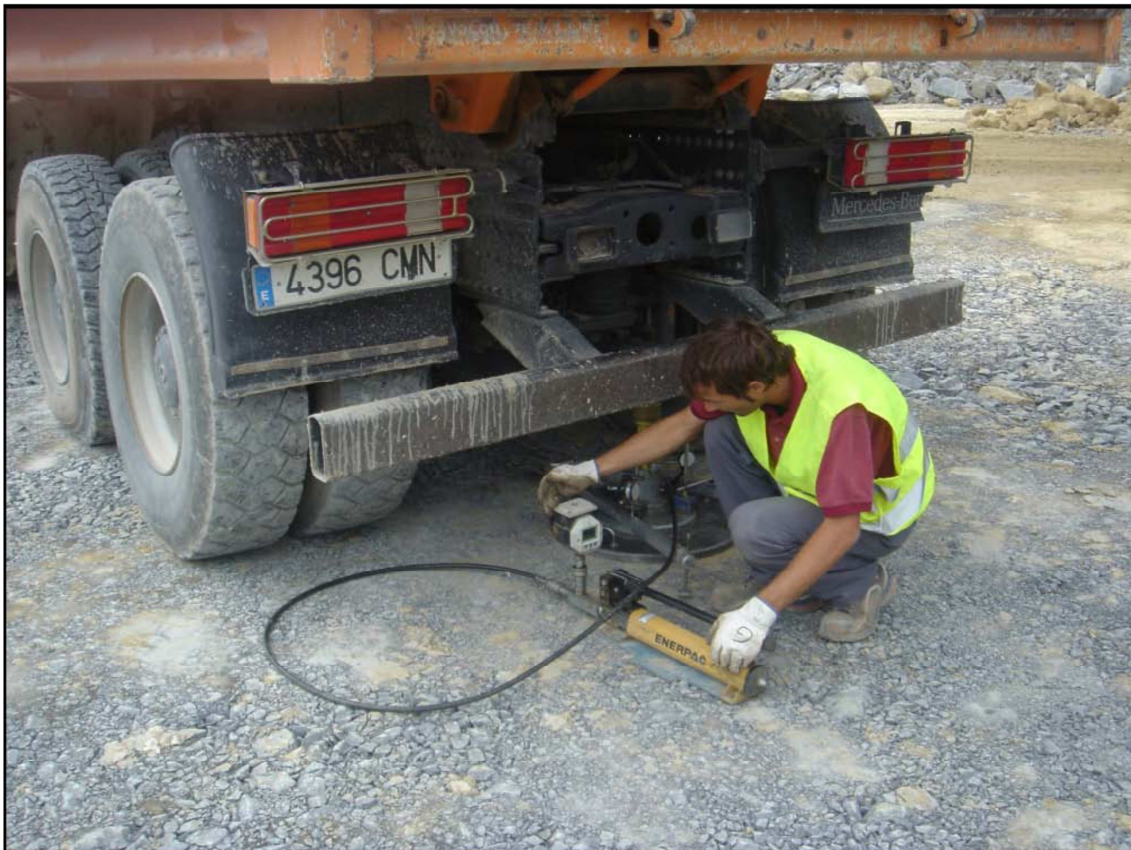
Los materiales con los que se ejecutó el terraplén provienen básicamente de dos orígenes:

1. Del Túnel de la Codina y de sus emboquilles: material procedente de voladuras en margas calcáreas y areniscas con grado de alteración variable. Las arcillas que se presentaban en capas alternadas con las capas de gres y las procedentes de falla fueron llevadas a vertedero.
2. Del Túnel de Bracons (parte de la excavación en la Boca Norte) y de su galería de evacuación: material compuesto por materiales provenientes de margas calcáreas, producto de voladuras y excavación con tuneladora. En resumen, el terraplén en su conjunto está constituido aproximadamente en un 70% por fragmentos rocosos de marga calcárea y en un 30% por roca alterada con finos.

Para el control de calidad en la ejecución del terraplén se contempló la realización de placas de carga de 60 cm de diámetro. Se controló que las capas ejecutadas no sobrepasaran en cada caso los 80 cm de grosor. Para cada capa se limitaron las dimensiones máximas de cualquier bloque rocoso (en su diámetro máximo) a $\frac{2}{3}$ del grosor de capa. La ejecución de las placas de carga se localizó en puntos del terraplén donde las dimensiones máximas

de cualquier bloque rocoso (en su diámetro máximo) en ese punto concreto fuera inferior a 1/5 del grosor de la capa.

En cada capa se ejecutaron tres placas de carga en cada sección transversal, una en el eje y las otras dos equidistantes al mismo (a derecha e izquierda y separadas una longitud suficiente, según ancho de terraplén). En sentido longitudinal, el criterio establecido ha sido ejecutar una sección transversal (de 3 placas) cada 40 m. Para validar un tramo de capa se ha limitado la relación K entre los dos módulos de cada placa a ser como mucho de 2.4. Además, se ha limitado inferiormente el segundo módulo de carga EV2 en 700 Kg/cm^2 .



Fotografía No. 1: Ensayo de placa de carga realizado en la capa No. 07 del Terraplén de Mas Rubió.

Para la compactación de las capas se utilizaron dos compactadores tipo rodillo vibrante liso de 20 y 17 toneladas. El tendido del material se hizo con bulldozers. Se humedecieron las capas usando tractores con cisternas de agua. El transporte del material tendido fue realizado con camiones tipo

dumpers y tracto-vagones. Los bloques rocosos de grandes dimensiones se rompieron utilizando martillo compresor acoplado a excavadora giratoria de cadenas.

En Mayo de 2007, una vez hecho el desbroce, se empezó con la retirada de tierra vegetal de la zona a terraplenar. El grueso excavado fue de 30 cm a 1 m, seguido de su correspondiente saneo.

En fecha 30 de Mayo de 2007 se empezó a terraplenar por la parte situada a menor PK del terraplén, utilizando en un principio material proveniente del Túnel de Bracons y cosiendo las capas con el terreno real existente. A continuación se empezaron a terraplenar las dos primeras capas en su parte baja, empezando a mezclar también materiales provenientes del Emboquille Este (Olot) del Túnel de La Codina (areniscas de color gris-ocre).

En fecha 08 de Junio de 2007 se iniciaron las mechas drenantes, para acelerar la consolidación del material subyacente al terraplén (cuaternario de fondo de valle formado por arcillas limosas y arenas finas arcillosas). Debido a que ya se preveía unos asentamientos considerables de hasta 44.86 cm, el proyecto recomendaba la realización de estas mechas.

Se ejecutó una malla de mechas con profundidades variables (de unos 6 m). Visto en planta, en la parte correspondiente estrictamente a la proyección vertical del ancho de la traza, la malla fue de 2 x 2 m; y en el resto de 3 x 3 m. En toda el área donde se habían ejecutado las mechas se colocó una lámina de geotextil y a partir del 18 de Junio 2007 se empezó a extender la primera capa.

En fecha 26 de Junio de 2007 se colocan en la misma zona unas barras metálicas para medir los asentamientos del terreno de apoyo del terraplén llegando a fijarse unos asentamientos medios comprendidos entre 12 y 35 cm hasta la finalización del terraplén. Estos asentamientos se encontraban dentro del rango previsto en el proyecto.



Fotografía No. 2: Ejecución de mechas drenantes en la base del Terraplén de Mas Rubió.



Fotografía No. 3: Geotextil colocado sobre las mechas drenantes en la base del terraplén de Mas Rubió.

En otoño de 2007 se empezó a ejecutar el camino de Can Bosch (pasando por el frente terraplén y por el lateral izquierdo, el cual será llamado de aquí en adelante como "berma intermedia"). Este camino pasó a ser el acceso principal a la coronación del terraplén y al emboquille Este (Olot) del Túnel de La Codina, conformando en la práctica una berma en el terraplén de entre 4 y 6 m de ancho.



Fotografía No. 4: Ejecución del camino de Can Bosch en el frontal y lateral norte del terraplén.

A principios de Abril de 2008 se empezó a extender la capa n ° 47 (última) a la parte del terraplén de menor PK (hasta el PK 19 +300, porque faltaba ejecutar el Estribo 1 del Viaducto de Mas Rubió). También en el mes de Abril de 2008 se ejecutó un drenaje lateral por el lado izquierdo del terraplén. En los meses de Abril y Mayo se ejecutaron los 3 pilotes de cimentación del estribo 1 del Viaducto de Mas Rubió (empotrados en sustrato rocoso), así como la zapata riostra y el cargador correspondientes, y en Julio de 2008 se completó la ejecución del terraplén, extendiendo la última capa n ° 47 contra el estribo del Viaducto.

Una vez completado el terraplén, y para controlar los asentamientos producidos en la estructura formada por el propio terraplén y la base de los materiales cuaternarios, se instalaron en un primer momento seis dianas en la superficie de coronación del terraplén, distribuidas en dos alineaciones paralelas al eje de la traza y situadas en los extremos laterales. Posteriormente a la ejecución del estribo se colocaron tres dianas más en el cargador de hormigón del Estribo 1 del Viaducto de Mas Rubió, para el control de sus posibles movimientos. La situación de estas tres dianas del cargador indica en la Lámina 1 de la sección 9.2 de anexos.

Alrededor del mes de Mayo de 2008 hubo un episodio de fuertes lluvias (ver sección 9.8 de anexos). Más tarde, se empezó a constatar un desplazamiento lateral en las dianas y se observaron también grietas en la berma de resguardo existente entre la coronación frontal del terraplén y el encepado del estribo produciendo la consecuente alerta. A partir de entonces se colocaron también dianas de auscultación topográfica a lo largo del terraplén.

También se instalaron un total de seis inclinómetros en perforaciones previas a destroza (IN0010 a IN0060) realizándose, a partir de septiembre, mediciones periódicas. Por otra parte se perforaron dos sondeos mecánicos con recuperación continua de testigo y ejecución de ensayos presiométricos desde la coronación del terraplén S-E1 (IZQ) y SE-1 (DER). La situación de estos inclinómetros y sondeos se muestra en la Lámina 1 de la sección 9.2 de anexos. A partir de entonces, se detectó hasta el 3 de Noviembre de 2008 un desplazamiento de hasta 12 cm en dirección de la traza y unos 5 cm en dirección perpendicular. Si bien es cierto que la velocidad de deformación se había reducido, el movimiento no había parado. También se habían detectado asentamientos notables en los puntos del terraplén medidos, así como desplazamientos horizontales.

En esta fase de los acontecimientos, y de común acuerdo entre la Dirección de la Obra y de la UTE VALL D'EN BAS, se contrató a JOLSA (empresa consultora especialista en geotecnia) para hacer el estudio del movimiento.

Esta empresa ya había intervenido previamente por encargo de la UTE en la revisión y estudio de las cimentaciones del Viaducto de Mas Rubió y otras estructuras de la obra. Observando que los movimientos en horizontal continuaban, y ante la conjetura de que se extendieran fuera del ámbito del terraplén como consecuencia de una potencial inestabilidad global, se situaron tres dianas más en superficie. La primera en coronación del terraplén, la segunda en la berma intermedia y la tercera en la base del terraplén. Durante el mes de Octubre se constatan movimientos en los tres puntos.

No se disponían de suficientes datos para determinar la causa de los movimientos. Los inclinómetros mostraban desplazamientos en horizontal en la dirección estimada, pero no mostraban un perfil de rotura. En estas condiciones, JOLSA propuso, y se llevaron a cabo, una serie de actuaciones (ejecución de sondeos, instalación de nuevos inclinómetros, etc.), que se describen en el apartado 3.3 siguiente.

3.3 Trabajos geotécnicos realizados

3.3.1 Perforación de sondeos de reconocimiento e instalación de la instrumentación

Como se ha indicado anteriormente, por encargo de la UTE y siguiendo sus indicaciones, JOLSA realizó en los meses de Septiembre y Octubre de 2008 dos sondeos, SE-1 (IZQ) y SE-1 (DER), situados en la coronación del terraplén, en las proximidades del estribo 1 del Viaducto. Se profundizaron hasta unos 48 metros y su objetivo fue reconocer las características del terraplén y del terreno natural subyacente. A lo largo de la perforación, aproximadamente cada dos metros, se extrajeron muestras inalteradas de los materiales cohesivos y se realizó, preferentemente en los materiales granulares, Ensayos de Penetración Normal (S.P.T.). Además, se realizaron un total de 12 ensayos presiométricos a diferentes profundidades.

Estos dos sondeos, así como los realizados posteriormente por JOLSA en las diferentes campañas que se comentan en este apartado, se perforaron en rotación con batería y recuperación continua de la muestra. Su situación se

indica, junto con la instrumentación más relevante instalada en el terraplén en la Planta de la Lámina 1 de sección 9.2 de anexos.

En el mes de Diciembre de 2008, después de determinar aproximadamente la dirección resultante del movimiento mediante la auscultación topográfica, norte-noreste, se perforaron a lo largo de esta dirección dos sondeos adicionales, uno en el pie del terraplén, llamado S-E1 (Diana Inferior) y la otra en el camino de acceso al estribo o berma intermedia, S-E1 (Diana Media). Tras su finalización, se instalaron inclinómetros en ambos, llamados IN-0070 e IN-0080 respectivamente. En el inclinómetro IN-0070, se detectó por primera vez una posible superficie de deslizamiento o plan de ruptura en el contacto entre los suelos cuaternarios de recubrimiento y el sustrato rocoso terciario subyacente, a unos 17 metros de profundidad respecto de la superficie topográfica original.

Durante el mes de Febrero de 2009 el Dr. Antonio Gens, catedrático de Ingeniería del Terreno de la Universidad Politécnica de Cataluña, entró a formar parte, como asesor de GISA, del equipo técnico encargado del estudio de la problemática planteada por los movimientos ocurridos en el terraplén. A lo largo de este mes se llevó a cabo una amplia campaña de reconocimiento consistente en la perforación de seis sondeos (S-10 a S-15); cinco situados al pie del terraplén y uno en la berma intermedia. Se extrajeron numerosas muestras inalteradas sobre las que se realizó un amplio programa de ensayos de laboratorio. En tres de estos sondeos se instalaron columnas piezométricas (Pz-S10, Pz-S14 y Pz-S15) constituidas cada una por dos o tres piezómetros de cuerda vibrante, para el control de la evolución de las presiones intersticiales de las arcillas cuaternarias del terreno natural. En los otros tres sondeos se colocaron piezómetros convencionales de tubería piezométrica ranurada de PVC. En esta misma campaña se instalaron siete inclinómetros adicionales, IN-1 e IN-1BIS en la coronación del terraplén, IN-2 en la berma intermedia e IN-3 a IN-6 al pie del terraplén, en el emplazamiento de la berma de tierras que se colocó posteriormente como medida de estabilización del terraplén y que se describe en el apartado 3.3.5 (Medidas Correctoras). La situación en planta de esta berma se muestra en la Lámina 1 de la sección 9.2 de anexos.

Cabe destacar el posible plan de deslizamiento en el contacto suelo-roca reflejado en las gráficas de los inclinómetros IN-4 e IN-6 desde el inicio de las lecturas, a unos 15 y 22 metros de profundidad respectivamente, movimiento de características similares al observado previamente en el inclinómetro IN-0070.

Una vez tomada la decisión de colocar la berma estabilizadora, a finales de Febrero, se instaló previamente en la base, al pie del terraplén original, dos placas de asentamiento (P-1 y P-2 – ver sección 9.11 de anexos). Posteriormente a la instalación de la berma estabilizadora, a finales de Marzo de 2009, se perforó un sondeo desde su coronación (S-16) y otro en pie (S-17), instalando inclinómetros en ambos (IN-8 e IN-9 respectivamente). Así mismo, se ejecutaron dos perforaciones a destroza para la instalación de dos inclinómetros más, IN-7 e IN-10, sobre la berma estabilizadora, al pie del terraplén original.

Tras la inauguración de la carretera C-37, el día 3 de Abril de 2009, se designó por parte de GISA un Comité Técnico para el seguimiento de las condiciones de estabilidad y comportamiento del terraplén del estribo 1, formado por JOLSA, la UTE GARROTXA y el Dr. Antonio Gens. Este seguimiento se prolongó prácticamente un año.

3.3.2 Ensayos de Laboratorio

Sobre muestras seleccionadas representativas del terreno natural, especialmente de las arcillas cuaternarias, se efectuó un amplio programa de ensayos de laboratorio, concretamente de identificación (granulometría, límites de Atterberg, humedad natural y densidad seca), de compresibilidad en el edómetro, así como de resistencia al corte "drenada" y "no drenada" (ensayos tipo Vane Test, compresión simple y triaxial CU, con consolidación previa, rotura sin drenaje y medida de las presiones intersticiales). Además, con el objeto de determinar los parámetros de resistencia residual se realizaron ensayos de corte directo drenado. Asimismo, se llevó a cabo ensayos de corte

anular en los laboratorios de la Universidad Politécnica de Cataluña. Este conjunto de ensayos ha permitido caracterizar geotécnicamente la arcilla del terreno natural. Los detalles sobre los ensayos de laboratorio se encuentran en la sección 9.7 de anexos.

3.3.3 Análisis de estabilidad

A lo largo del desarrollo de las sucesivas campañas de investigación se evaluaban, en función de los datos disponibles en todo momento, las condiciones de estabilidad del terraplén, efectuándose, para diversas hipótesis y condiciones del terreno, los cálculos correspondientes.

Los cálculos realizados por JOLSA fueron realizados mediante el programa SLOPE-W, obteniendo el factor de seguridad según los métodos propuestos por BISHOP, JANBU y SPENCER, para superficies de rotura circulares y planares. Se asumió como sección "tipo" del terreno para la realización de los cálculos la más desfavorable, correspondiente al perfil B-B' (ver Lámina 2B en sección 9.3 de anexos), que coincide con la dirección resultante del movimiento. Respecto a las hipótesis adoptadas, se simulaban situaciones a corto plazo, largo plazo y en residuales, adoptando como parámetros geotécnicos los valores deducidos de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados, así como de la experiencia previa disponible.

Los análisis realizados indicaron que, en determinadas hipótesis, el factor de seguridad disponible resultaba bastante estricto, poniendo de manifiesto la problemática existente en cuanto a las condiciones de estabilidad general del terraplén. Mediante el programa indicado se modeló la berma estabilizadora que posteriormente se colocó como medida correctora, comprobándose que el coeficiente de seguridad resultante era suficientemente satisfactorio.

Los diversos cálculos realizados no correspondían en su momento a la superficie de rotura real y se obtuvieron factores de seguridad superiores a 1.0 lo cual indicaba que era necesario un análisis a mayor detalle para explicar el movimiento del terreno.

3.3.4 Condiciones del subsuelo

En base a la información obtenida a partir de las sucesivas campañas de investigación geotécnica llevadas a cabo se prepararon tres cortes del terreno, perfiles A-A', B-B' y C-C', que se presentan, junto con la leyenda litológica correspondiente, en las Láminas 2A, 2B y 2C en la sección 9.3 de anexos. Su situación en planta se indica en la Lámina 1 de la sección 9.2 de anexos.

El perfil A-A' corresponde a un corte longitudinal a la carretera, el B-B' coincide con la dirección resultante del movimiento y el tercero, perfil C-C', es transversal al anterior y se desarrolla a lo largo del pie del terraplén original.

En resumen, como se puede apreciar, las condiciones del subsuelo en el emplazamiento son claramente heterogéneas. Geométricamente el terraplén de acceso al estribo 1 está formado por una cuña de material compactado que se inicia en el P.K. 19+100 y alcanza su altura máxima, unos 35 metros, en el emplazamiento del estribo 1, PK 19+370.

El terreno natural está constituido en primer lugar por un recubrimiento de suelos arcillosos cuaternarios de espesor muy variable. En el emplazamiento del estribo varía entre seis y ocho metros mientras que en el sentido de avance de los PP.KK. de la carretera, es decir, en dirección al viaducto, (ver perfil A-A'), el grueso de suelos se reduce rápidamente hasta prácticamente desaparecer en el emplazamiento de la pila 1, cimentada directamente mediante zapata apoyada en la roca. Lo más significativo en cuanto a la disposición de estas arcillas es que en dirección Noreste, es decir, en la de la resultante del movimiento (ver perfil B-B') el grueso de las arcillas se incrementa progresivamente, constituyendo realmente una cuña de dimensiones significativas situada bajo el terraplén. La arcilla es inexistente en el lado derecho (según el sentido de avance de los PP.KK.) e incrementa progresivamente hasta llegar a unos 8 metros a la altura de la calzada de la carretera, 10 al pie del talud izquierdo del terraplén, unos 15 en aproximadamente la mitad de la berma estabilizadora y 27 al final de la misma.

Esta disposición en cuña y por tanto la consiguiente inclinación que presenta el contacto suelo-roca, se aprecia igualmente en el perfil C-C', trazado a lo largo del pie del terraplén. Mientras que en el emplazamiento de la pila 1 la roca se encuentra prácticamente aflorando en superficie, en el sondeo S-14, situado a unos 100 metros de distancia en planta, se localiza a unos 23 metros de profundidad.

Los suelos cuaternarios consisten básicamente en una arcilla limosa de color marrón con variable contenido de arena. Presenta intercalaciones granulares de reducido espesor de grava arcillosa o de arena con apreciable contenido de finos. En el emplazamiento del estribo su consistencia es muy firme, con valores de la resistencia al corte "no drenada" (C_u) comprendidos, en general, entre 1.20 y 1.75 Kg/cm². Bajo la berma estabilizadora disminuye, en general, a firme o muy firme, con valores de C_u del orden de 0.60 a 1.50 Kg/cm². Localmente se detectan niveles de espesor métrico en los que la consistencia de la arcilla se reduce a moderadamente firme ($C_u \sim 0.40$ Kg/cm²).

El sustrato terciario presenta, en general, un nivel de alteración o meteorización superior formado por una alternancia de arcilla margosa marrón muy firme y marga caliza meteorizada grado IV. Su grosor varía entre unos dos y cinco metros, aunque localmente, en el sondeo S-13, se incrementa hasta diez. Subyacente, en toda la profundidad reconocida, está constituido por marga caliza gris, meteorizada grado II-III, con valores de resistencia a la compresión simple superiores a 150 Kg/cm². El sustrato alterado se muestra claramente en el perfil litológico y presenta menor resistencia, sirviendo de cuña desestabilizadora.

3.3.5 Medidas correctoras

A lo largo del desarrollo de las campañas de investigación llevadas a cabo para determinar las causas de la inestabilidad, el equipo técnico encargado del estudio analizó y propuso una serie de medidas correctoras con el objeto de intentar asegurar las condiciones de estabilidad del terraplén, así como la

integridad del estribo 1 del Viaducto. En este sentido, en base a los primeros datos que indicaban un movimiento relativo del estribo, en el mes de Noviembre de 2008 se decidió actuar sobre la estructura del estribo 1 del Viaducto de Mas Rubió para protegerla, intentando compensar la falta de cobertura de terreno en el trasdós del estribo y para paliar también los efectos de posibles nuevos movimientos del terreno. La solución adoptada fue colocar un peso muerto en el intradós, constituido por una losa apoyada a una profundidad variable de 4 a 6 m, y una longitud de 9 m. Se situó a unos 20 m del estribo y unida con él por tres tirantes de hormigón armado.

Posteriormente, tras comprobar mediante los cálculos de estabilidad realizados la incidencia en las condiciones de estabilidad que implicaba la presencia de posibles filtraciones de agua procedentes de la zona del túnel de La Codina hacia el cuerpo del terraplén, se decidió adoptar una segunda medida correctora consistente en un drenaje situado a lo largo del pie del talud derecho del terraplén. Concretamente se ejecutó una zanja de entre 1.50 y 2 metros de profundidad y un metro de ancho, rellena con material drenante tipo grava.

Por último, a finales del mes de Febrero de 2009 y después de confirmar mediante la instrumentación instalada, especialmente los datos aportados por los inclinómetros IN0070 e IN-6, la existencia de un plano de deslizamiento o rotura en el contacto suelo - roca, se adoptó la medida ya comentada en los apartados anteriores de colocar una berma de tierras al pie del terraplén con el objeto de estabilizar el movimiento.

La berma está constituida por material compactado tipo terraplén. Su altura es de unos ocho metros y se dispone a lo largo del pie del terraplén original con una anchura de unos 70 metros, ejecutándose entre los días 6 y 20 de Marzo de 2009. La ejecución de la berma fue una medida efectiva para estabilizar el terraplén para lo cual se dio seguimiento a la instrumentación instalada hasta el mes de Marzo de 2010 para dar por concluidas las actividades y dar por estabilizado el terraplén.

3.3.6 Evolución de las condiciones de estabilidad del terraplén

Una vez inaugurada la carretera el día 3 de Abril de 2009 se designó un Comité Técnico encargado del seguimiento de las condiciones de estabilidad y comportamiento del terraplén del estribo 1. Se realizó desde entonces a lo largo de prácticamente un año, un seguimiento de la problemática en base a los datos de la instrumentación instalada.

En Marzo de 2010 estaba operativa la siguiente instrumentación: once inclinómetros, cuatro columnas piezométricas, dos placas de asiento en la base de la berma estabilizadora, cuatro dianas situadas en el estribo o en sus proximidades y veintitrés puntos de control distribuidos en coronación del terraplén para la realización de la auscultación topográfica.

Las figuras No. 1 a la No. 6 muestran el seguimiento de inclinómetros IN-4 e IN-6 hasta considerarse estable el terraplén.

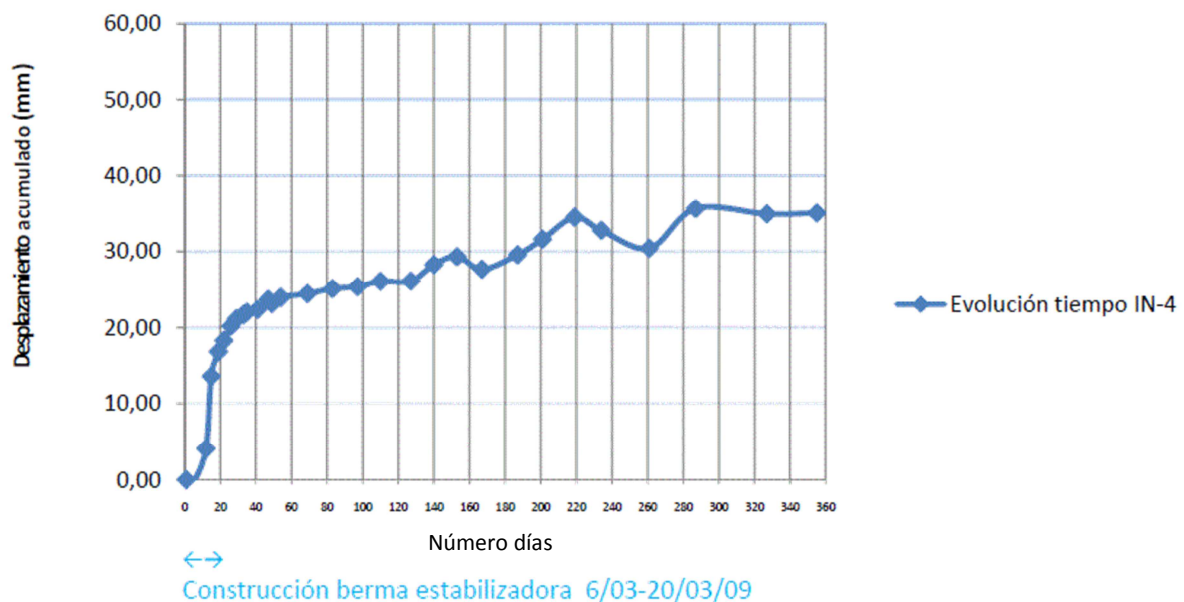


Figura No. 1: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-4 a 5 m de profundidad en el eje B-B'.

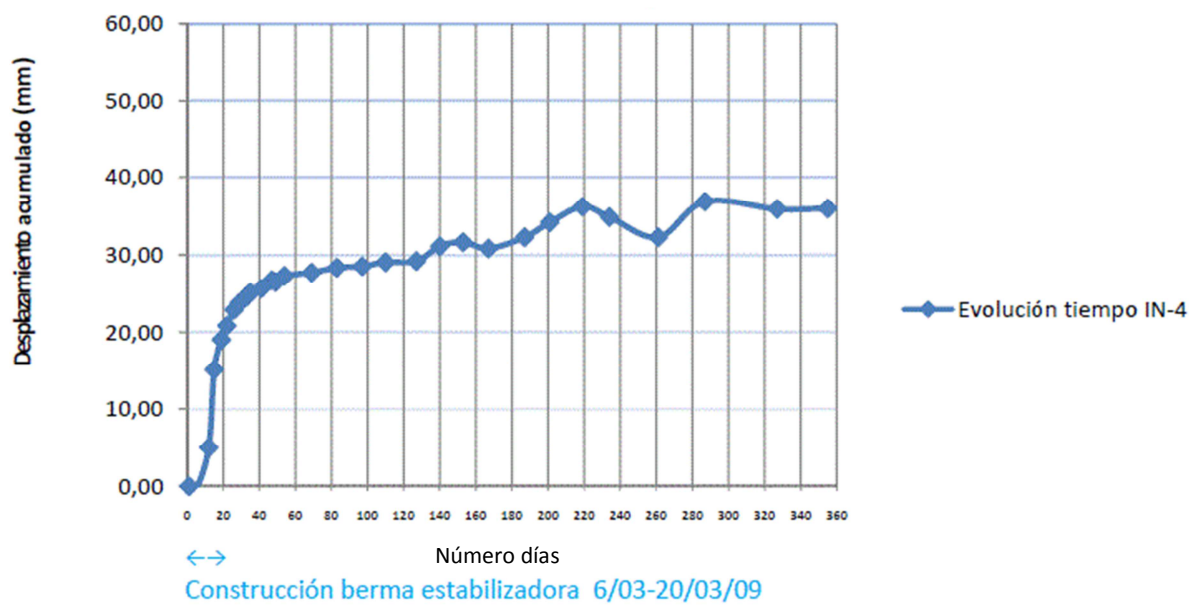


Figura No. 2: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-4 a 10 m de profundidad en el eje B-B'.

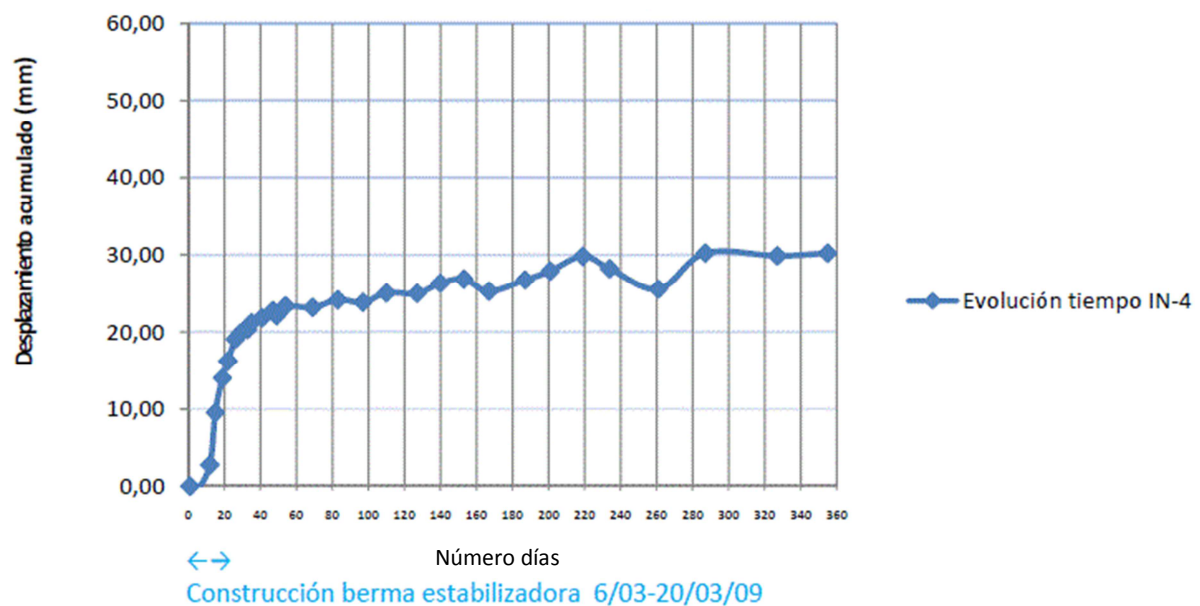


Figura No. 3: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-4 a 15 m de profundidad en el eje B-B'.

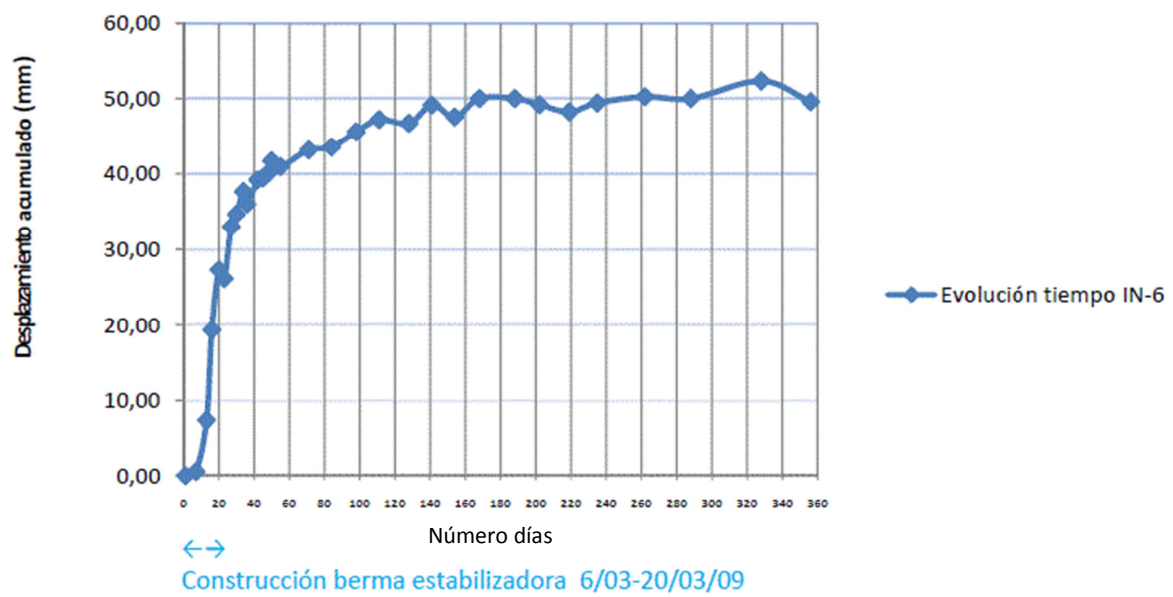


Figura No. 4: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-6 a 4 m de profundidad en el eje A-A'.

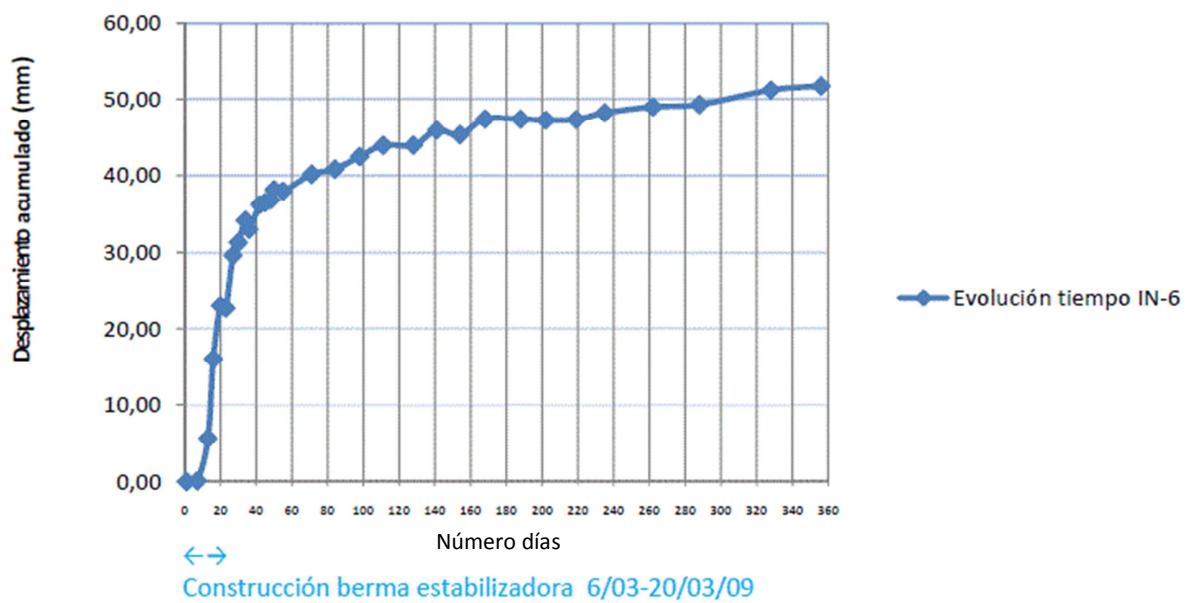


Figura No. 5: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-6 a 12 m de profundidad en el eje A-A'.

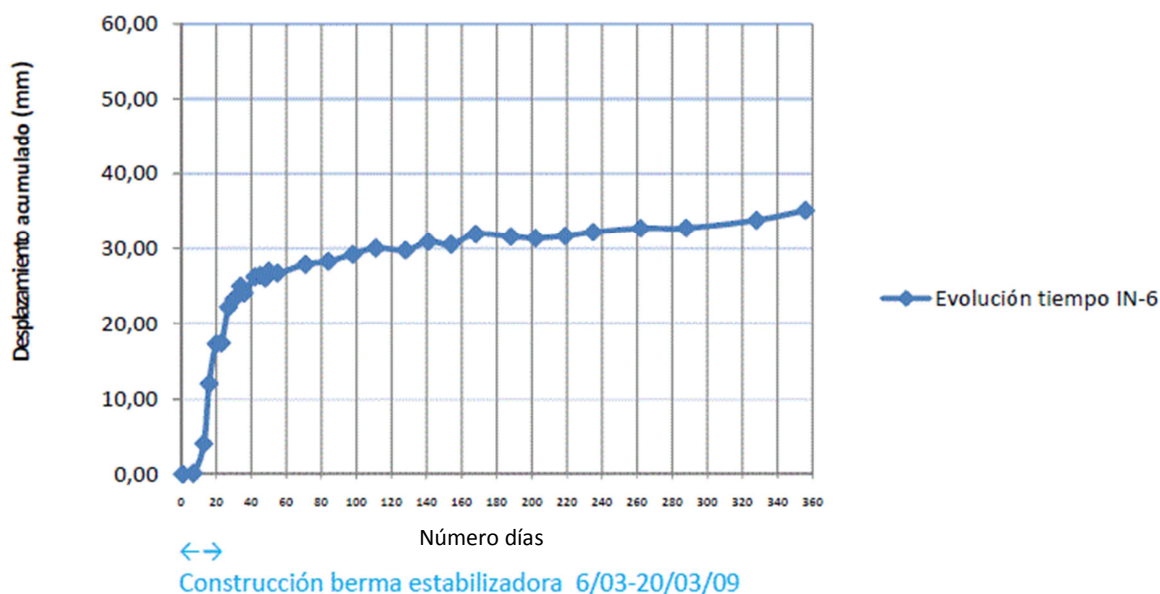


Figura No. 6: Desplazamiento acumulado Vs. Tiempo en inclinómetro IN-6 a 20 m de profundidad en el eje A-A'.

Los ligeros movimientos que se observaron en los gráficos de la mayor parte de los inclinómetros se atribuyen a asentamientos y deformaciones que continuaron produciéndose en el propio cuerpo del terraplén o, en su caso, de la berma estabilizadora, ya que afectaron únicamente a dicho material. Estos asentamientos son normales en un terraplén de la envergadura y altura como el presente y no tienen incidencia en cuanto a las condiciones de estabilidad general del terraplén.

Desde la instalación de la berma, los inclinómetros situados al pie del terraplén original, que en una primera fase habían marcado un posible plan de rotura o deslizamiento, se estaban comportando correctamente, lo que ponía de manifiesto el efecto positivo de esta solución. Por otra parte, los valores de las presiones intersticiales de los piezómetros de cuerda vibrante se habían situado desde hace un tiempo muy próximos a los valores de origen del mes de Febrero de 2009, lo que indica que ya se había producido la práctica totalidad de la consolidación del terreno natural producida por la carga transmitida por la berma estabilizadora. Además, las placas de asentamiento instaladas en la base de esta berma, al pie del terraplén original, indican, en concordancia con

los datos de piezometría (ver secciones 9.10 y 9.11 de anexos), que ya se ha producido la práctica totalidad de los asentamientos.

Finalmente, a Marzo de 2010 las cuatro dianas situadas en el estribo o en sus proximidades marcan un movimiento en los últimos meses casi despreciable, en torno a un milímetro al mes, que puede atribuirse a los asentamientos y / o deformaciones del propio cuerpo del terraplén. Bajo estas condiciones se logró de manera satisfactoria la estabilidad del terraplén de Mas Rubió y del estribo No. 01 del Viaducto.

3.3.7 Acerca del análisis estructural del estribo No. 01 del Viaducto

Como ya se mencionó anteriormente, hasta el 03 de Noviembre de 2008 se había observado un total de desplazamiento del estribo de unos 12 cm longitudinalmente y unos 5 cm transversalmente. Una de las preocupaciones era que los pilotes quedaran inutilizados para transmitir las cargas verticales para las que habían sido diseñados.

En Diciembre de 2008, la Dirección de Obra trabajó en el análisis estructural del estribo con objeto de definir una actuación para reducir los esfuerzos que solicitarían a los pilotes debido a los movimientos observados y tratar de ilustrar uno de los fenómenos que podría ser la causa de los movimientos. Se supuso pues, que con el diseño del terraplén no es posible movilizar el empuje pasivo total de las tierras que hay por delante de los pilotes, pensándose en ese entonces que esta descompensación de empujes origina unas deformaciones más o menos importantes en cabeza de los pilotes, que varían en función de las hipótesis adoptadas.

Así, en función de los parámetros adoptados del terreno, la consideración de si el empuje sobre el cargadero era en reposo o activo y altura del terraplén que se vería afectada, el porcentaje de pasivo que se moviliza, el uso de diagramas momento curvaturas para los pilotes, etc., el resultado final sería variable y no se podía fijar más que una horquilla del mismo. Además, en función del tipo de modelo numérico que se utilizara (ligado al programa de cálculo) los resultados

serían también variables. Por lo anterior, y con el objetivo de presentar unos cálculos sencillos, en aquel momento se decidió realizar un modelo clásico con el programa SAP2000, donde los muelles modelizan el terreno, y los elementos viga, el cargadero y los pilotes, introduciendo como cargas exteriores los empujes del terreno.

La Dirección de Obras, para realizar el análisis usó como datos de partida el sondeo S-E1, el plano de planta y perfiles del terraplén, auscultación del estribo No. 01 y el proyecto original. Se consideró en el modelo SAP2000 una sección longitudinal en el estribo considerando un ángulo de fricción para el terraplén de 33° , un peso específico aparente de 2 Ton/m^3 y un módulo de balasto horizontal (K) variable con la profundidad, tomando los valores de proyecto. Las cargas introducidas correspondieron al empuje al reposo en el trasdós del cargadero y en la parte del pilote la carga constante correspondiente al empuje que producen las tierras colocadas tras el cargadero. Se asumió que la cuña del pasivo no se podía producir por completo, dado que no existía suficiente recubrimiento de tierras en esa zona de los pilotes. Al dibujar la cuña del pasivo sobre el perfil estudiado, observaron que sólo hay tierras para movilizar aproximadamente la mitad de la cuña total según la teoría de Rankine. Consideraron por tanto, que los muelles a colocar se plastifican cuando su reacción alcanza este valor del pasivo. Los muelles que superaron este valor se sustituyeron por una fuerza puntual equivalente.

Como resultado se obtuvo unos desplazamientos variables entre 7 cm en cabeza considerando que el pilote trabaja con su sección aún sin fisurar y 12 cm considerando la sección fisurada. Los tres modelos que utilizaron fueron:

- Modelo 1: la sección del pilote no fisurada y los muelles sólo pueden desarrollar el 50% del empuje pasivo.
- Modelo 2: la sección del pilote fisurada y los muelles sólo pueden desarrollar el 50% del empuje pasivo.
- Modelo 3: la sección del pilote no fisurada y los muelles sólo pueden desarrollar el 100% del empuje pasivo.

De los cálculos realizados se llegó al diseño de la losa mencionada en sección 3.3.5, considerándose en aquel momento que uno de los posibles orígenes de los desplazamientos en el estribo era la descompensación de empujes entre el trasdós del mismo y el terreno en el que se apoyan los pilotes. Se pretendía reducir la flexión en los pilotes debido a este efecto, pero se planteaba la posibilidad de otras posibles causas que podrían llevar a un comportamiento estructural inadecuado de los pilotes.

Este anclaje estaba compuesto por unos tirantes de unos 20 m de longitud que unen el estribo a una losa de dimensiones 9x1x0.4 m que soporta el peso de unos 4 m de tierra. Este sistema de anclaje debió ejecutarse bajo los 4 m de relleno colocados en el trasdós del estribo, por lo que se debió excavar estos 4 m, ejecutar el anclaje y volver a rellenar el trasdós.

4. ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

4.1 Programa PLAXIS 2D V9.0

PLAXIS 2D es un programa de elementos finitos diseñado para análisis de deformación bidimensional y de estabilidad en ingeniería geotécnica. Las aplicaciones geotécnicas requieren modelos constitutivos avanzados para la simulación de comportamientos no lineales, tiempo-dependientes y anisótropos de los suelos y/o rocas. De manera adicional, debido a que el suelo es un material multi-fase se requieren procedimientos especiales para tratar con presiones intersticiales hidrostáticas y no hidrostáticas en el suelo. Aunque la modelación del suelo es un importante enfoque, muchos proyectos de túneles involucran la modelación de estructuras y la interacción suelo-estructura. Plaxis posee características importantes para tratar con varios aspectos de estructuras geotécnicas complejas (Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands, 2008a).

Los detalles acerca del manejo y funcionalidad del programa PLAXIS 2D V9.0 pueden ser revisados en el manual correspondiente. En el presente trabajo solamente se detallará el procedimiento básico seguido para el procesamiento de datos y búsqueda de resultados.

4.2 Modelo Constitutivo: Mohr-Coulomb

Todos los aspectos de estabilidad del suelo – capacidad soporte, estabilidad de taludes, capacidad de carga de cimentaciones profundas, y resistencia a la penetración, para nombrar unos pocos – dependen de la resistencia del suelo. El comportamiento tensión-deformación y deformación-tiempo de los suelos son importantes en cualquier problema donde es de interés los movimientos del terreno (Mitchell & Soga, 2005, pág. 369).

El criterio de rotura en suelos más difundido deriva del propuesto por Coulomb, que relaciona tensiones efectivas normales y tensiones tangenciales actuando en cualquier plano del suelo. Este criterio establece que para un suelo saturado, la resistencia al corte viene dada por la expresión:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u)\tan\phi'$$

Donde

τ = resistencia al corte del terreno a favor de un determinado plano.

σ_n = tensión total normal actuando sobre el mismo plano

u = presión intersticial

c' = cohesión efectiva

ϕ' = ángulo de fricción efectivo

La resistencia al corte del suelo no puede considerarse como un parámetro único y constante, ya que depende de su naturaleza, estructura, enlaces, nivel de deformaciones, etc., así como, muy especialmente de su estado tensional y de la presión del fluido que rellena sus poros (agua o agua y aire) (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño, & Oteo, 2002, pág. 74).

La ecuación anterior representa una recta en el espacio (σ', τ) , que a menudo se denomina línea de resistencia intrínseca o envolvente de rotura. Esta línea proporciona, para cada valor de la tensión efectiva normal a un plano que

atraviesa un elemento del suelo, la máxima tensión tangencial movilizable a favor de dicho plano.

Puesto que la resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos en el suelo, los análisis de estabilidad se harán entonces en términos de esfuerzos efectivos. Sin embargo, en ciertas circunstancias el análisis puede hacerse en términos de esfuerzos totales y por tanto, en general, se necesitará determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo en esfuerzos efectivos y en esfuerzos totales (Berry & Reid, 1993, pág. 182).

En PLAXIS, el modelo Mohr-Coulomb requiere un total de 5 parámetros, los cuales son generalmente familiares a la mayoría de ingenieros geotécnicos y los cuales pueden ser obtenidos de ensayos básicos sobre muestras de suelo. Estos parámetros con sus unidades estándar se presentan a continuación:

E	:	Módulo de Young	$[\text{kN/m}^2]$
ν	:	Coeficiente de Poisson	$[-]$
φ	:	Ángulo de fricción	$[\text{°}]$
c	:	Cohesión	$[\text{kN/m}^2]$
ψ	:	Ángulo de dilatación	$[\text{°}]$

En lugar de usar el Módulo de Young como parámetro de rigidez se pueden usar parámetros alternativos. Estos parámetros con sus correspondientes unidades estándar se presentan a continuación:

G_{ref}	:	Módulo de corte	$[\text{kN/m}^2]$
E_{oed}	:	Módulo edométrico	$[\text{kN/m}^2]$

El modelo Mohr-Coulomb es un modelo elasto-plástico perfecto, en donde las deformaciones se descomponen en una parte elástica y en una parte plástica. La figura No. 07 muestra el principio básico de un modelo elasto-plástico perfecto.

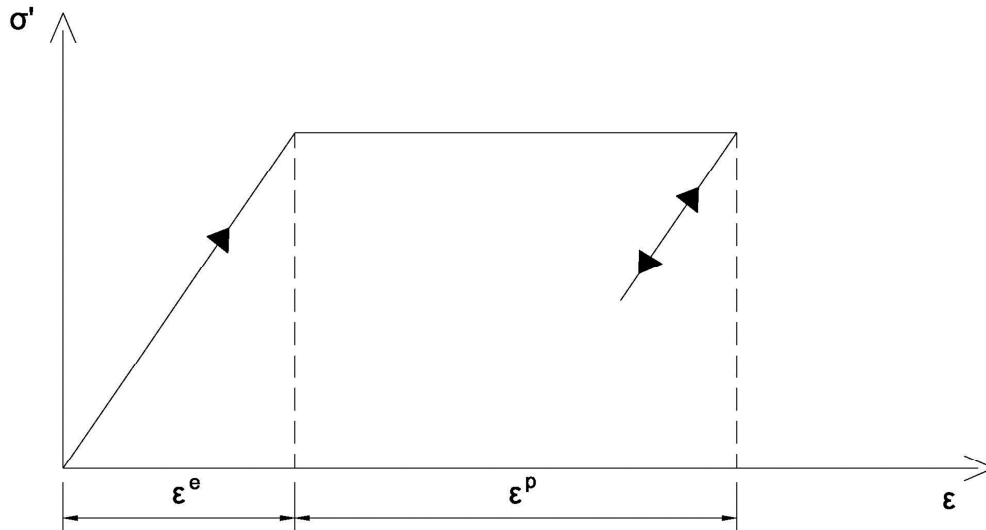


Figura No. 7: Idea básica de un modelo elasto-plástico perfecto (Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands, 2008b).

Donde ε^e corresponde a deformación elástica, ε^p es la deformación plástica irreversible y σ' es la tensión efectiva. El modelo Mohr-Coulomb se representa de manera gráfica en figura No. 08.

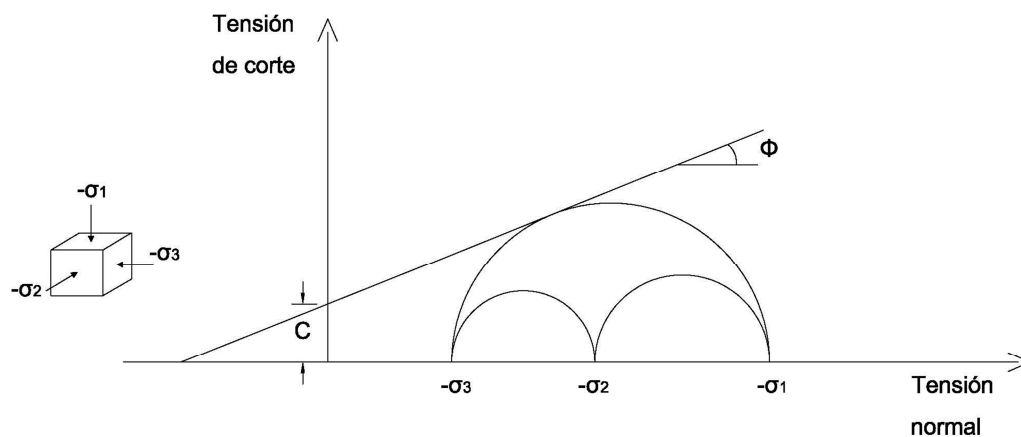


Figura No. 8: Círculos de Mohr. Uno de ellos toca la envolvente de Coulomb (Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands, 2008b).

4.3 Descripción del Modelo de Elementos Finitos

En el presente capítulo se detalla el modelo de Elementos Finitos usado en PLAXIS que representa sustancialmente las condiciones del sitio de las obras y el cual ha sido utilizado para el cálculo del *back analysis*, análisis de

sensibilidad y análisis de disipación de presiones intersticiales con la colocación de la berma.

4.3.1 Geometría de la sección B-B'

Debido a las magnitudes y dirección del movimiento del terreno la sección de análisis usada corresponde a la sección B-B' (ver sección 9.3 de anexos). Las otras secciones disponibles del terreno son la sección A-A' en dirección a la traza y la sección C-C'.

La geometría de la sección ha sido introducida en el programa PLAXIS V9.0 modificando las elevaciones del terreno mostradas en la sección de análisis para simplificar el trabajo, de manera que se cuenta con una elevación máxima de 145.66 m en el nodo 20 y una longitud total de la sección de 249 m. Lo anterior fue realizado con una modificación del sistema de coordenadas. Esta sección fue definida conforme topografía y sondeos realizados. Se distinguen cuatro zonas que se han incluido en el modelo:

- Terraplén
- Arcilla
- Cuña (sustrato meteorizado)
- Sustrato rocoso

Las coordenadas de los nodos que conforman la sección se muestran en la Tabla No. 1. Las áreas de la sección están definidas por los siguientes nodos en sentido horario:

Terraplén: 3,19-35,18,17,16,38,36,15,14,13,12,11,3

Arcilla: 11,15,36,38,16-18,43,42,41,40,39,4,11

Cuña: 39,40-43,9,8,44,7,37,6,5,39

Sustrato rocoso: 3,11,4,39,5-6,37,7,44,8-10,0,1,2,3

Berma: 30,45,46,33,32,31,30

Nodo	X [m]	Y [m]		Nodo	X [m]	Y [m]
0	10.98	63.96		23	85.97	144.92
1	10.98	112.01		24	90.98	142.52
2	10.98	122.54		25	95.97	142.51
3	19.39	122.54		26	100.48	141.31
4	95.98	100.51		27	107.98	139.66
5	100.45	100.95		28	124.98	129.02
6	112.97	94.66		29	134.22	129.31
7	168.97	90.31		30	149.37	117.01
8	247.27	73.07		31	159.72	108.61
9	259.26	70.43		32	168.97	108.91
10	259.26	63.96		33	238.12	104.14
11	45.84	114.91		34	259.26	102.69
12	86.85	109.51		35	259.26	100.47
13	95.98	108.31		36	134.22	106.32
14	100.48	108.02		37	134.22	93.01
15	112.99	107.39		38	159.72	105.03
16	168.98	104.56		39	97.2	100.64
17	247.28	100.66		40	100.48	101.72
18	259.26	100.07		41	112.95	96.62
19	25.48	122.56		42	168.97	94.21
20	79.97	145.66		43	259.26	70.87
21	81.73	145.51		44	200.23	83.74
22	82.98	145.21		45	166.27	116.86
				46	220.72	113.41

Tabla No. 1: Coordenadas X-Y de los nodos de la sección B-B'.

Las coordenadas del nivel inferior del sustrato rocoso han sido introducidas a discreción en el modelo. Las demás coordenadas de los diferentes tipos de suelo corresponden a la litología de la sección B-B' definida conforme las campañas de sondeos realizadas en el sitio.

4.3.2 Presiones intersticiales

En el análisis de estabilidad de taludes en términos de tensiones efectivas, la distribución de presiones intersticiales es de fundamental importancia y su evaluación es uno de los objetivos principales en las etapas tempranas de cualquier estudio de estabilidad. Esto puede involucrar amplias campañas de medidas de campo o modelación de patrones de filtración (Bromhead, 1992, pág. 185).

La instrumentación para la determinación de presiones intersticiales instalada en la obra incluía 2 tipos de dispositivos: a) pozos de observación con tubería piezométrica ranurada de PVC y b) piezómetros de cuerda vibrante. Se ha utilizado los datos de las campañas de sondeos para la determinación del nivel freático, así también, se ha usado los datos de los piezómetros Pz-S10, Pz-S14 y Pz-S15, cuya ubicación se ve reflejada en la sección 9.3 de anexos El piezómetro Pz-S16 fue colocado luego de la construcción de la berma estabilizadora.

La comparación de los niveles piezométricos con el freático encontrado en los sondeos muestra compatibilidad, a excepción del piezómetro Pz-S14 que marca diferencia entre el nivel freático y las presiones intersticiales marcadas en los dispositivos de cuerda vibrante Pz-1.1 y Pz-1.2. Además de esta incongruencia, posteriormente al incremento de presiones intersticiales debido a la colocación de la berma, la disipación de presiones en esos mismos dispositivos no correspondía al valor de inicio, antes de la colocación de la berma. Lo anterior puede deberse al periodo de calma en la precipitación pluvial después de la colocación de la berma (ver sección 9.8 de anexos). Por tales razones, se usará en los cálculos el nivel freático marcado en la sección B-B' de la sección 9.3 de anexos para generar las presiones intersticiales del modelo; este nivel freático genera sustancialmente las presiones intersticiales medidas por los dispositivos de cuerda vibrante.

Para la primera fase de cálculo en PLAXIS (terreno original sin terraplén) el nivel freático se ha considerado en superficie con las coordenadas mostradas en Tabla No. 2. Para el cálculo de la fase 2 en PLAXIS se ha usado el nivel freático definido por sondeos y comprobado con los piezómetros de cuerda vibrante. Las coordenadas de esta variación del nivel freático se muestran en la Tabla No. 3.

Nodo	X	Y
	[m]	[m]
1	10.98	112.01
12	86.85	109.51
13	95.98	108.31
14	100.48	108.02
15	112.99	107.39
36	134.22	106.32
38	159.72	105.03
16	168.98	104.56
17	247.28	100.66
18	259.26	100.07

Tabla No. 2: Coordenadas de nivel freático en condiciones iniciales (terreno original sin terraplén).

Nodo	X	Y
	[m]	[m]
1	10.98	112.01
12	86.85	109.51
	95.99	109.21
	100.48	109.06
	112.96	108.88
	168.95	105.31
	247.27	101.11
35	259.26	100.47

Tabla No. 3: Coordenadas de nivel freático en fase 2 de cálculo (terreno original con terraplén).

En todas las etapas de cálculo se ha considerado un peso específico del agua de 10 KN/m^3 .

4.3.3 Método “Phi-c reduction”

El cálculo de los diferentes factores de seguridad obtenidos se ha realizado con el Método “*Phi-c reduction*” de PLAXIS. El método consiste en que los parámetros de resistencia $\tan\phi$ y c son reducidos hasta que tenga lugar la falla de la estructura. Si se usa resistencia de interfaces, es reducida en la misma manera. La resistencia de elementos estructurales tales como pantallas y anclajes no es influenciada por el método “*Phi-c reduction*” (Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands, 2008c).

El multiplicador “ ΣMsf ” es usado para definir el valor de los parámetros de resistencia del suelo en una etapa dada en el análisis:

$$\Sigma Msf = \frac{\tan\phi_{entrada}}{\tan\phi_{reducida}} = \frac{c_{entrada}}{c_{reducida}}$$

donde los parámetros de resistencia con el subíndice “*entrada*” refieren a las valores ingresados de los materiales y los parámetros con el subíndice “*reducida*” refieren a los valores reducidos usados en el análisis. “ ΣMsf ” es fijado en 1.0 al inicio del cálculo para fijar todos los valores de resistencia de los materiales a sus valores no reducidos.

El cálculo “*Phi-c reduction*” es realizado usando el procedimiento de tipo “*Load advancement number of steps*”. El multiplicador “ ΣMsf ” es usado para especificar el incremento de reducción de resistencia del primer paso de cálculo. Este incremento es fijado por defecto a 0.1, el cual es generalmente un buen valor de inicio. Los parámetros de resistencia son reducidos sucesivamente de manera automática hasta que todos los pasos adicionales han sido realizados. Por defecto, el número de pasos adicionales es fijado a 100, pero puede ampliarse a un máximo de 1000 si es necesario. Debe revisarse siempre si el último paso ha resultado en un mecanismo de falla totalmente desarrollado. Si ese es el caso, el factor de seguridad está dado por:

$$SF = \frac{\text{Resistencia disponible}}{\text{Resistencia de falla}} = \text{Valor de } \sum Msf \text{ de falla}$$

Si el mecanismo de falla no se desarrolla completamente, entonces debe repetirse el cálculo incrementando el número de pasos adicionales.

Para capturar la estructura de falla de manera precisa, se requiere usar “*Control de longitud de arco*” en el proceso iterativo. También se requiere el uso de “*Error tolerable*” de no más del 3%. Ambos procedimientos son cumplidos cuando se está usando la configuración estándar del proceso iterativo. Estos

procedimientos deber ser revisados por el lector en el Manual de Plaxis 2D V9.0.

Cuando se usa el método “*Phi-c reduction*” en combinación con modelos avanzados de suelos, estos modelos se comportarán realmente como un modelo estándar del tipo Mohr-Coulomb, debido a que son excluidos los efectos de rigidez dependiente del estado tensional y efectos de endurecimiento.

4.3.4 Back Analysis

Los análisis de estabilidad son realizados no sólo para proveer un factor de seguridad una vez que las propiedades del suelo son conocidas, sino también para establecer resistencias al corte en campo a partir del estudio de fallas. Además, es necesario hacer algunos análisis en reversa, para obtener las propiedades del suelo a partir de un factor de seguridad conocido (a ser 1 en el instante de la falla). Este proceso es llamado usualmente *back analysis* (Bromhead, 1992, pág. 149).

Para el estudio del caso se ha realizado el *back analysis* en condiciones drenadas debido a que las condiciones de construcción del terraplén tuvieron lugar durante un periodo de tiempo de aproximadamente un año. Dado que el eje principal del estudio es el de resistencia del terreno, se ha hecho uso del modelo constitutivo de tipo Mohr Coulomb. Se han buscado los parámetros de resistencia que correspondan a un factor de seguridad de 1 ó cercano a este ya que los inclinómetros IN-6 y el IN0070 mostraban claramente la superficie de deslizamiento en el contacto sustrato-suelo (ver inclinometría en sección 9.9 de anexos).

Es necesario definir el concepto de los términos “condiciones drenadas” y “condiciones no drenadas” que serán usados en el presente estudio ya que el *back analysis* se ha realizado en condiciones drenadas debido al periodo de ejecución del terraplén y a las condiciones del sitio; y la colocación de la berma

estabilizadora se ha realizado con algunos materiales actuando en condiciones no drenadas.

Si el suelo es de granulometría gruesa y la permeabilidad es relativamente alta, o si el índice de carga es relativamente lento, el drenaje tendrá lugar durante el período de construcción. Este caso es llamado “drenado”. Las presiones intersticiales están en equilibrio y pueden ser calculadas a partir de la posición del nivel freático o de la red de flujo en condiciones estacionarias. Debido a que las presiones intersticiales son conocidas, se pueden determinar las tensiones efectivas. Estos análisis son conocidos como análisis en tensiones efectivas y los parámetros son conocidos como parámetros en tensiones efectivas (Atkinson, 2007, pág. 258).

Si el suelo es de granulometría fina y la permeabilidad es relativamente baja o si el índice de carga es relativamente rápido no habrá drenaje durante el periodo de construcción. Este caso es llamado “no drenado”. Las presiones intersticiales se desconocen pero, en suelo saturado, no hay cambio de volumen. Debido a que las presiones intersticiales son desconocidas, sólo se pueden determinar las tensiones totales. Los parámetros típicos en tensiones totales incluyen la resistencia al corte no drenada C_u y el módulo de Young no drenado E_u . En suelo saturado no hay cambio de volumen, por tanto, el módulo bulk no drenado K_u debe ser infinito y el coeficiente de Poisson no drenado debe ser igual a 0.5 (Atkinson, 2007, pág. 258).

Para el *back analysis* se han utilizado los datos de los inclinómetros IN0070 e IN-6 que marcan claramente la superficie de deslizamiento en las siguientes coordenadas:

- IN0070: $X=167.37$; $Y=91.85$ (correspondiente a una profundidad de 17 m)
- IN-6: $X=195.06$; $Y=85.11$ (correspondiente a una profundidad de 22 m)

El procedimiento de cálculo para el *back analysis* ha sido el siguiente:

Programa de Entrada (INPUT)

En el programa INPUT de PLAXIS se realizan las configuraciones generales mostradas en las figuras No. 9 y 10. Se ha usado un modelo de deformación plana con elementos de 15 nodos. Las dimensiones se eligen de manera que el modelo geométrico tenga espacio disponible para futuras modificaciones posibles y para facilidad de visibilidad en pantalla.

General settings

Project Dimensions

Project

Filename: Mas Rubió_Sec B-B' _sin berma.P LX

Directory: C:\Users\Public\Documents\UPC\Tesir

Title: Mas Rubió B-B

General options

Model: Plane Strain

Elements: 15-Node

Acceleration

Gravity angle: -90 ° 1.0 G

x-acceleration: 0.000 G

y-acceleration: 0.000 G

Earth gravity: 9.800 m/s²

Comments

☐ Set as default

Next OK Cancel

Figura No. 9: Configuración general del proyecto.

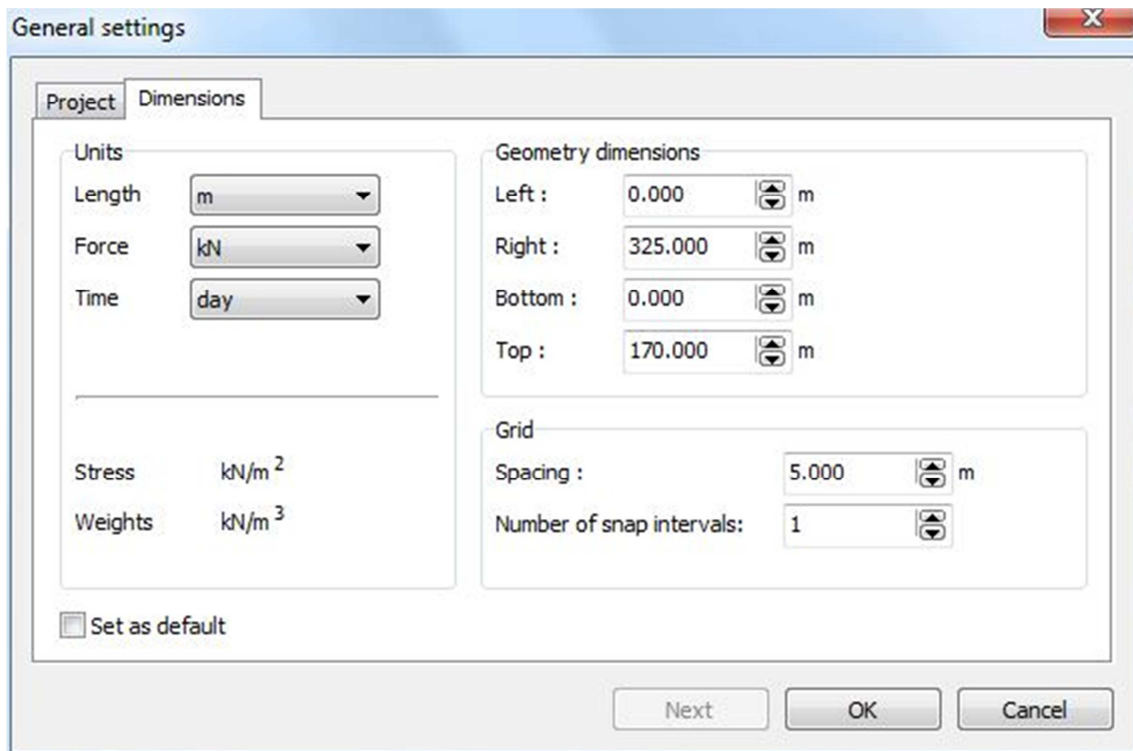


Figura No. 10: Configuración general (dimensiones).

Una vez realizados los pasos anteriores se procede a la creación del modelo geométrico digitando las coordenadas mostradas en Tabla No. 01 para obtener la sección B-B' en PLAXIS V9.0 conforme se muestra en la figura No. 11.

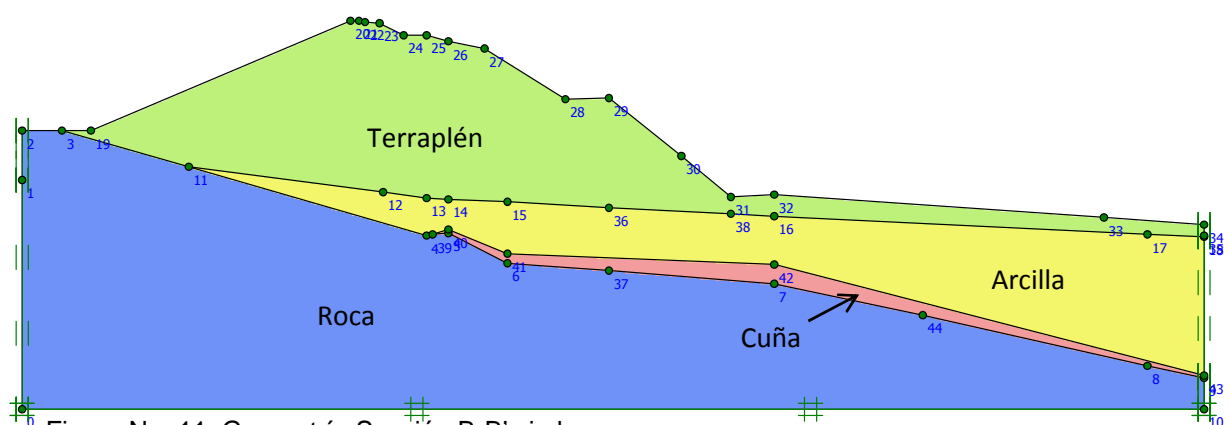


Figura No. 11: Geometría Sección B-B' sin berma.

Los asignación de propiedades de materiales se realiza conforme litología del sitio y se usan restricciones estándar de desplazamiento (*standard fixities*) para definir las condiciones de contorno. A continuación se genera la malla de elementos finitos, refinando en la zona de la cuña y alrededor de la misma. Los datos de la malla se muestran en tabla No. 4.

Datos de la malla	
Número de elementos	1412
Número de Nodos	11489
Número de puntos de tensión	16944
Tamaño medio del elemento	3.79 m

Tabla No. 4 Datos de la malla de elementos finitos, sin berma.

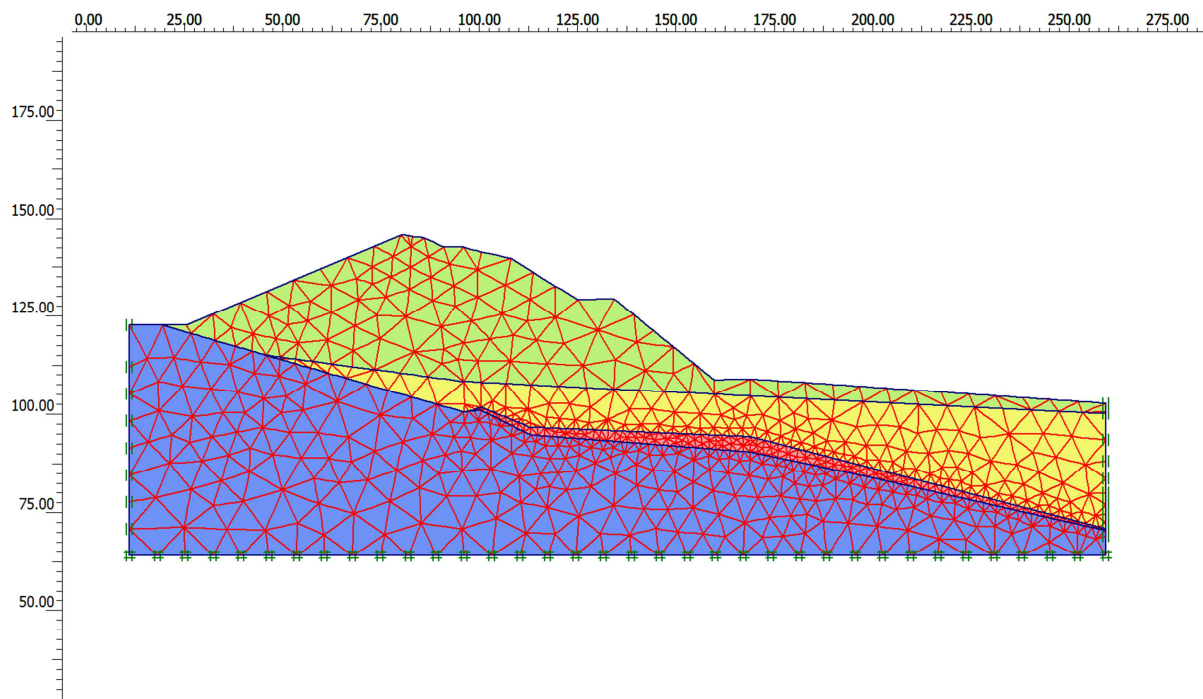


Figura No. 12: Malla de elementos finitos, sin berma.

Una vez generada la malla se procede a crear las condiciones iniciales del modelo desactivando el *cluster* correspondiente al terraplén. En esta etapa se asigna el nivel freático del cual se generarán las presiones intersticiales.

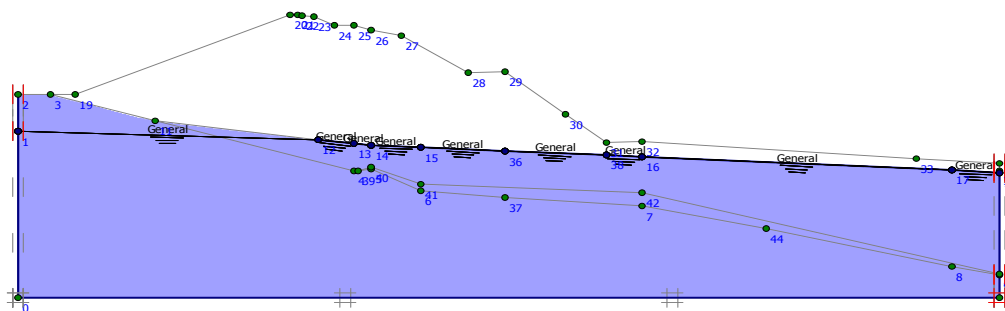


Figura No. 13: Asignación del Nivel Freático.

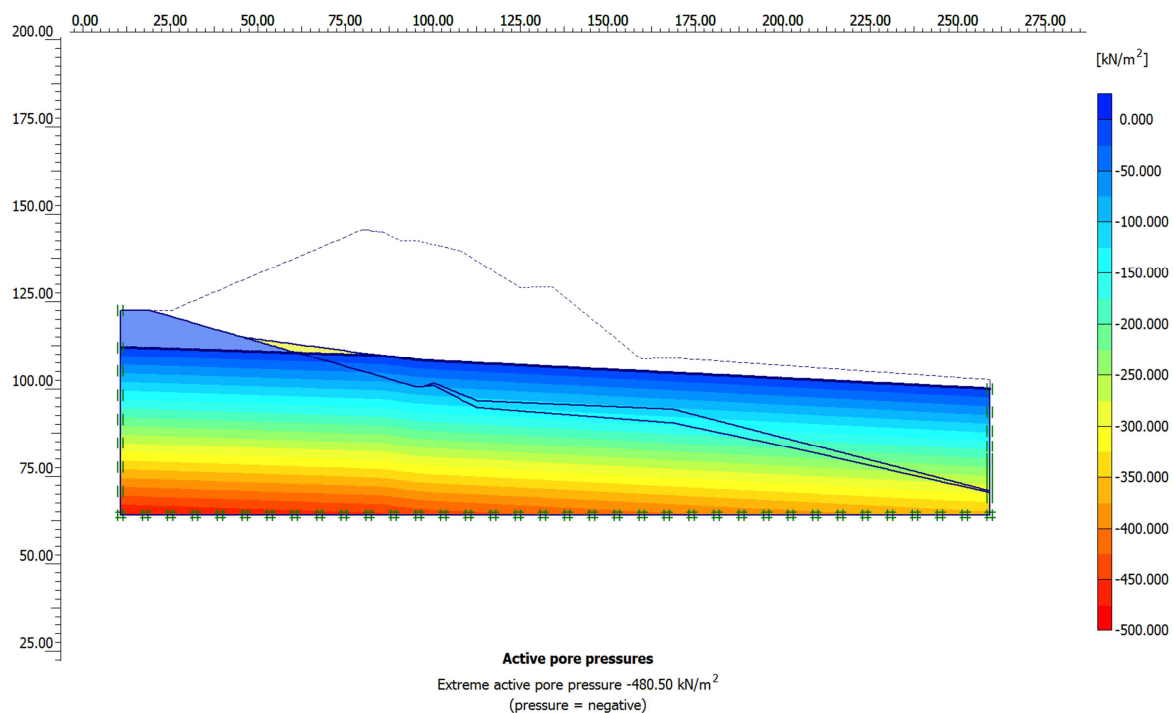


Figura No. 14: Presiones intersticiales generadas por el nivel freático asignado. Peso específico del agua 10 KN/m³.

Programa de cálculo

Para el *back analysis* se realizan 3 fases de cálculo:

- **Fase 1: Tensiones iniciales**

Debido a que en los datos de entrada de condiciones iniciales no se generaron las tensiones iniciales, esto se realiza usando la opción de cálculo denominada *Gravity Loading*. Este proceso de cálculo se realiza en un análisis plástico donde el multiplicador para el peso del suelo es incrementado desde 0.0 a 1.0. Este procedimiento es recomendado cuando la superficie del suelo, la estratigrafía o el nivel freático no son horizontales. El procedimiento *Gravity Loading* siempre resulta en un equilibrio de tensiones mientras que el procedimiento *Ko* no lo hace en el caso de subsuelo con capas no horizontales. Durante el procedimiento *Gravity Loading*, el peso del suelo y las presiones intersticiales (generadas previamente) están activados.

Debido a las condiciones iniciales no están sujetas a comportamiento no drenado, se desactiva el comportamiento no drenado durante esta fase de cálculo, esto se hace marcando la casilla *Ignore undrained behaviour* en la pestaña de parámetros de la ventana de cálculo.

The screenshot shows the 'Plaxis 2D Calculations' window for a file named 'Sec B-B'_Mas Rubió_sin berma.PLX'. The 'General' tab is active, showing configuration for 'Phase 1'. The 'Calculation type' is set to 'Plastic analysis'. The 'Start from phase' is '0 - Initial phase'. Below this is a 'Log info' text area and a 'Comments' text area. At the bottom, there are buttons for 'Next', 'Insert', and 'Delete...'. A table at the bottom lists the phases of the calculation.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 day	0	0	0
→ <Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0.00 day	0		
→ <Phase 2>	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0.00 day	2		
→ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 day	2		

Figura No. 15: Configuración general de Fase 1.

A diferencia del procedimiento Ko, el cálculo de condiciones iniciales a través del Gravity Loading resulta en desplazamientos. Estos desplazamientos no son reales, debido a que el terreno es modelado tal y como se encontraba antes de colocarse el terraplén y el cálculo de tensiones iniciales no debe influir en los desplazamientos calculados posteriormente en el análisis. Estos desplazamientos generados por el Gravity Loading son reiniciados a cero en la próxima fase de cálculo.

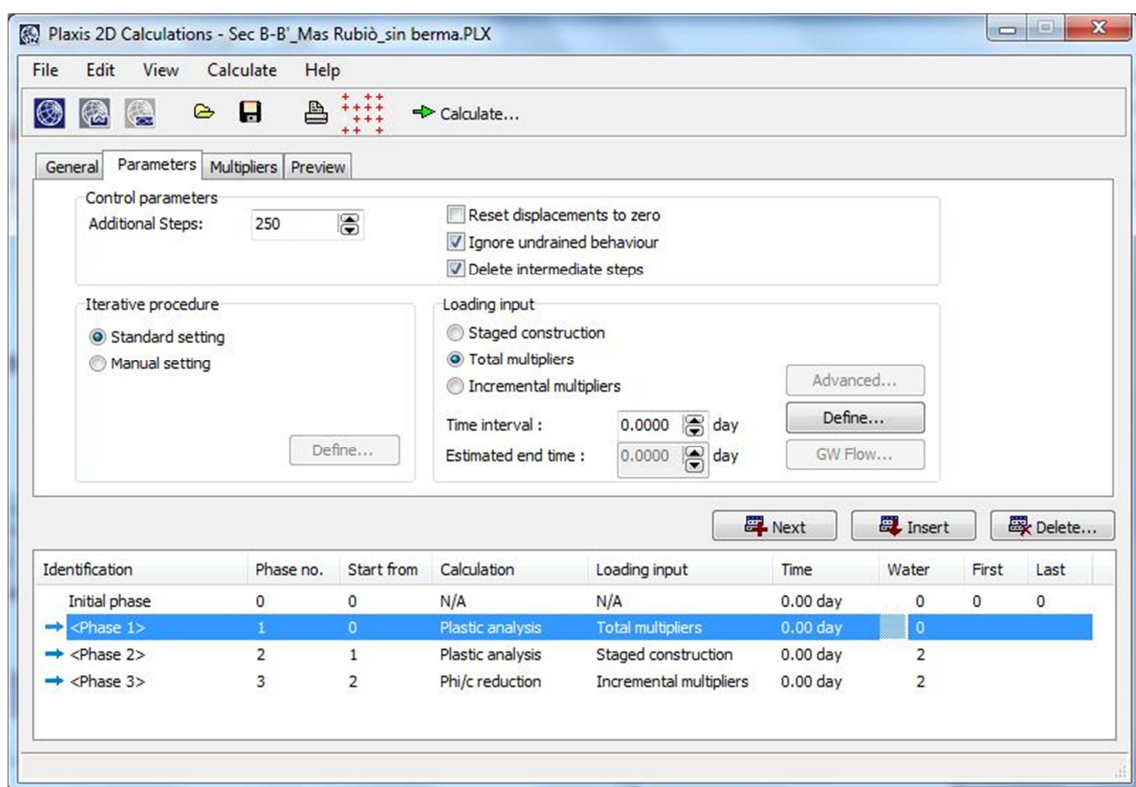


Figura No. 16: configuración de parámetros de Fase 1.

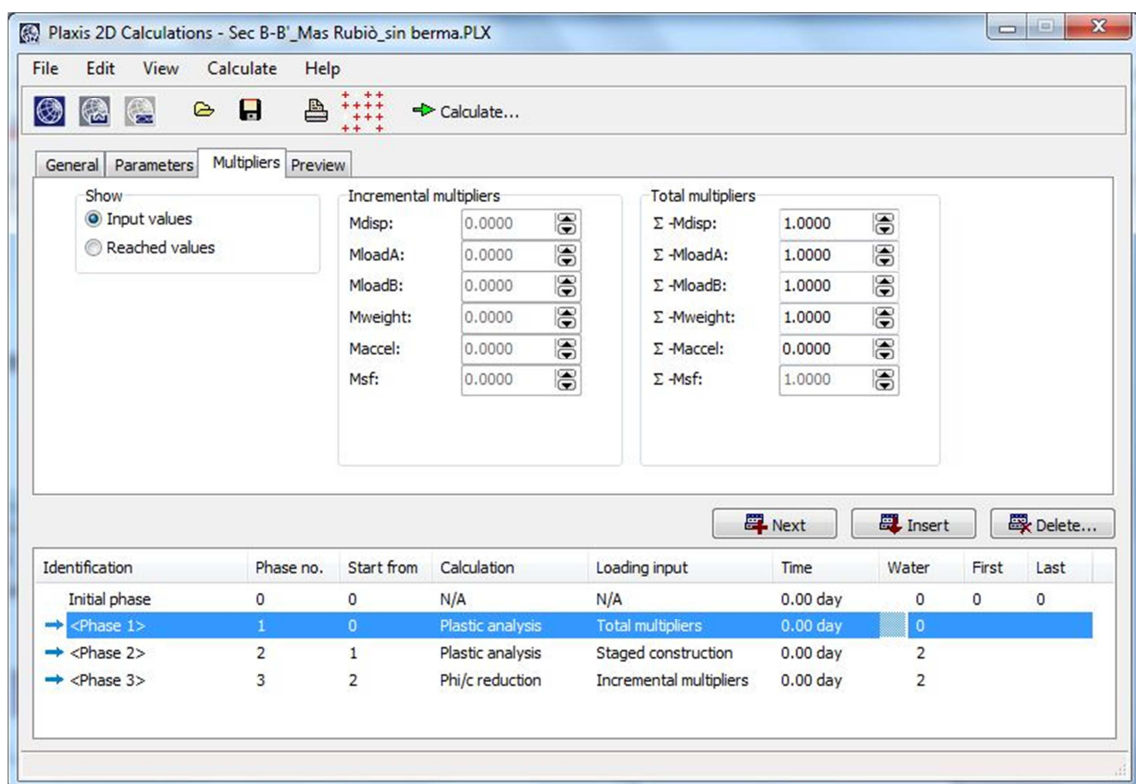


Figura No. 17: Configuración de multiplicadores de Fase 1.

- **Fase 2: Construcción del Terraplén**

En esta fase se activa el *cluster* correspondiente al Terraplén considerándose condiciones drenadas para todos los materiales.

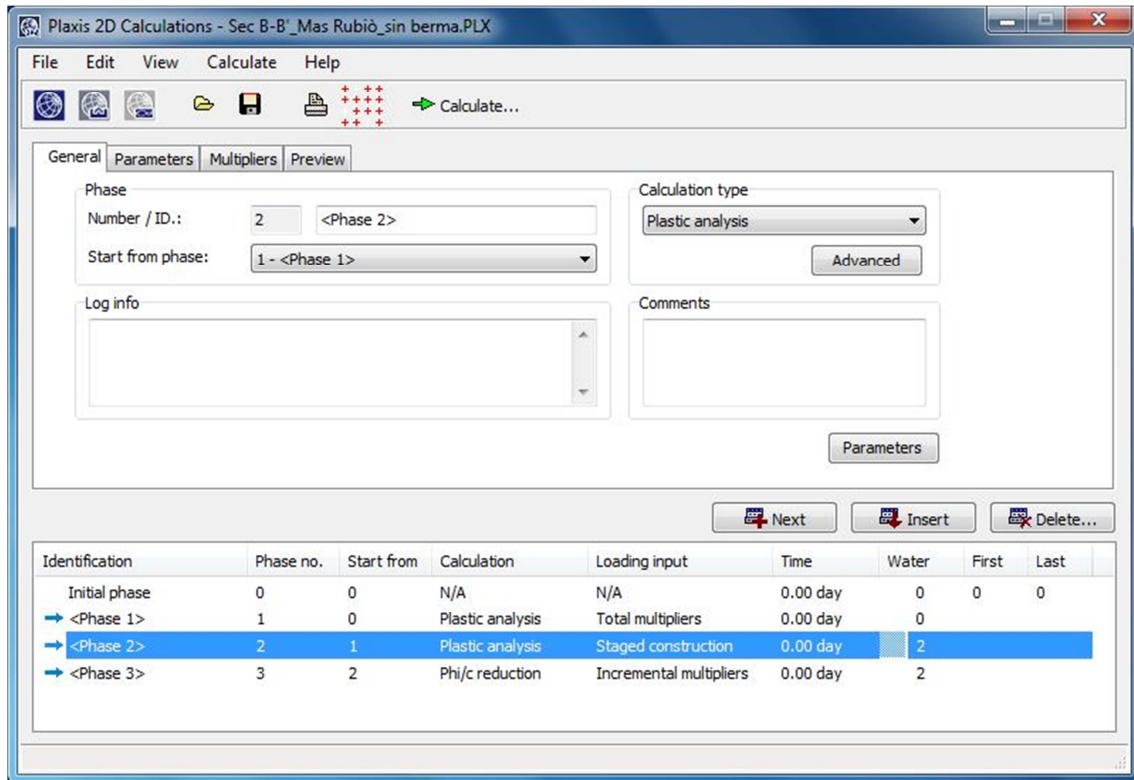


Figura No. 18: Configuración general de Fase 2.

El proceso corresponde a un análisis plástico que inicia a partir de la Fase 1. Se reinician los desplazamientos generados por el *Gravity Loading* y se activa el *cluster* del terraplén marcando la opción *staged construction*. La configuración de multiplicadores queda desactivada por defecto ya que estamos usando la opción *staged construction*.

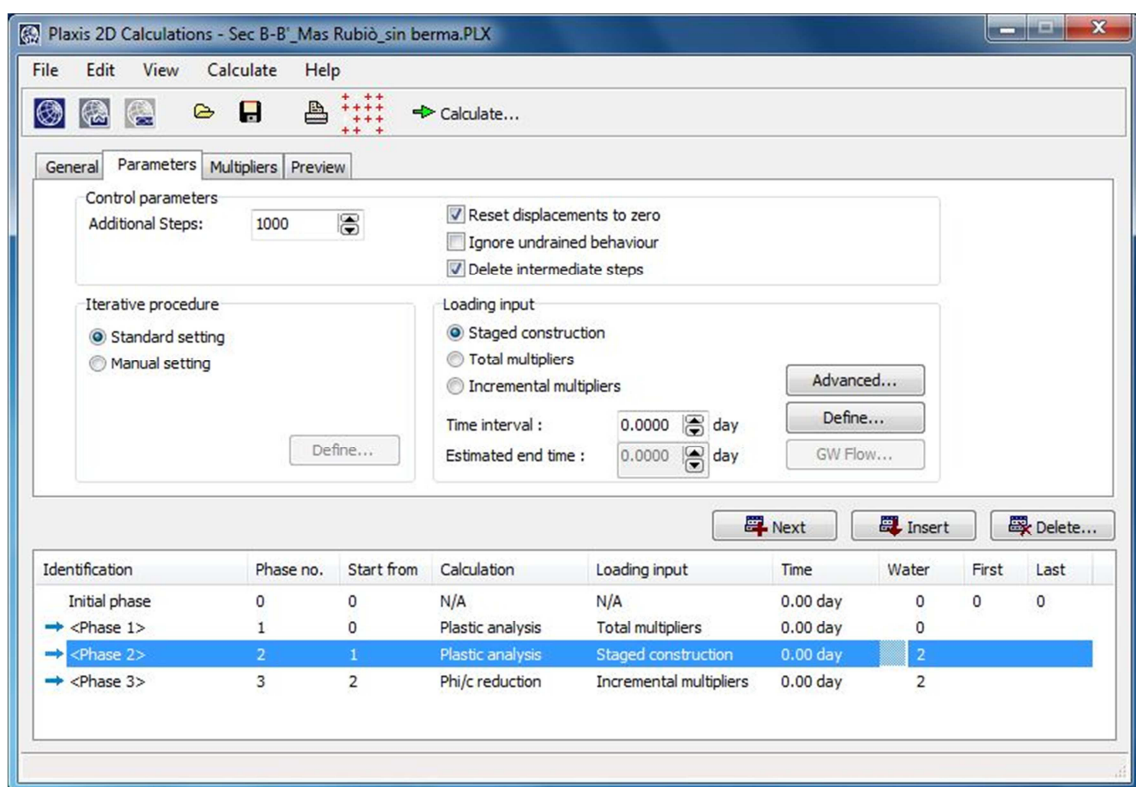


Figura No. 19: Configuración de parámetros de Fase 2.

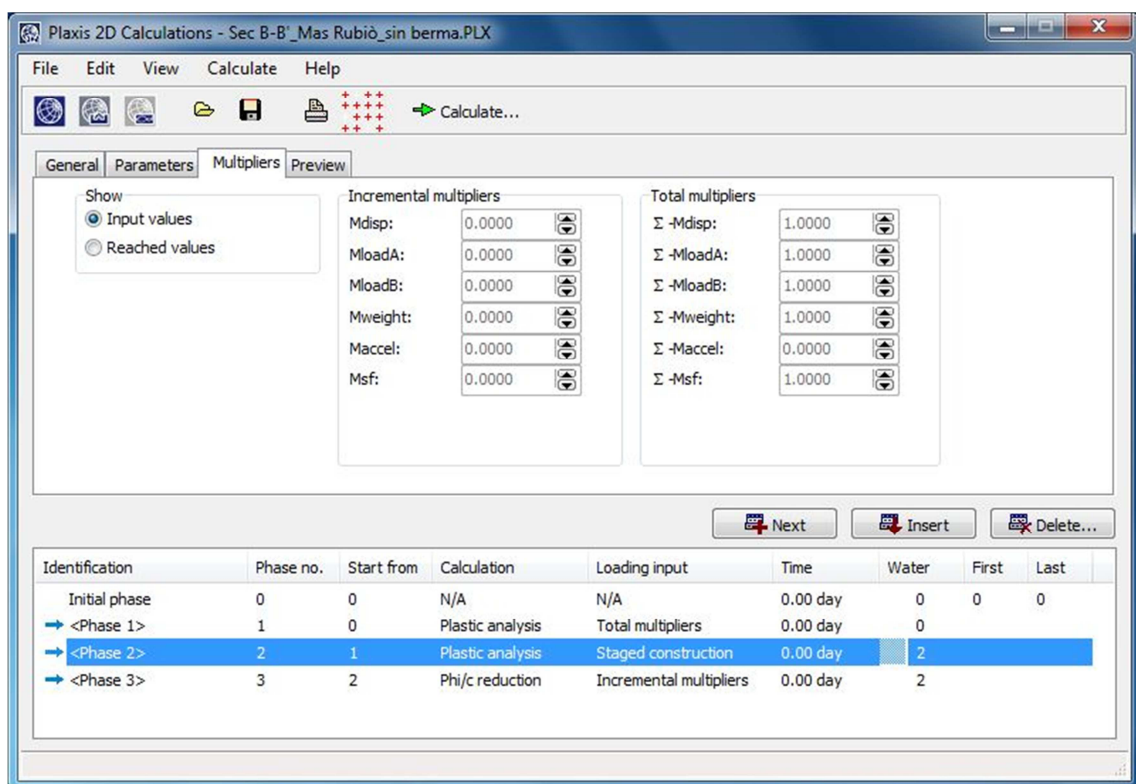


Figura No. 20: Configuración de multiplicadores de Fase 2.

- **Fase 3: *phi-c reduction***

Esta fase usa el análisis *phi-c reduction* para encontrar el factor de seguridad a partir de la colocación del terraplén, una vez que haya sido completada la fase 2. Una vez realizado el procedimiento mostrado en figuras 21, 22 y 23, el programa está listo para la realización del *back analysis* que represente las condiciones de rotura reales del terraplén con un factor de seguridad que se aproxime a la unidad.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 day	0	0	0
→ <Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0.00 day	0		
→ <Phase 2>	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0.00 day	2		
→ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 day	2		

Figura No. 21: Configuración general de Fase 3.

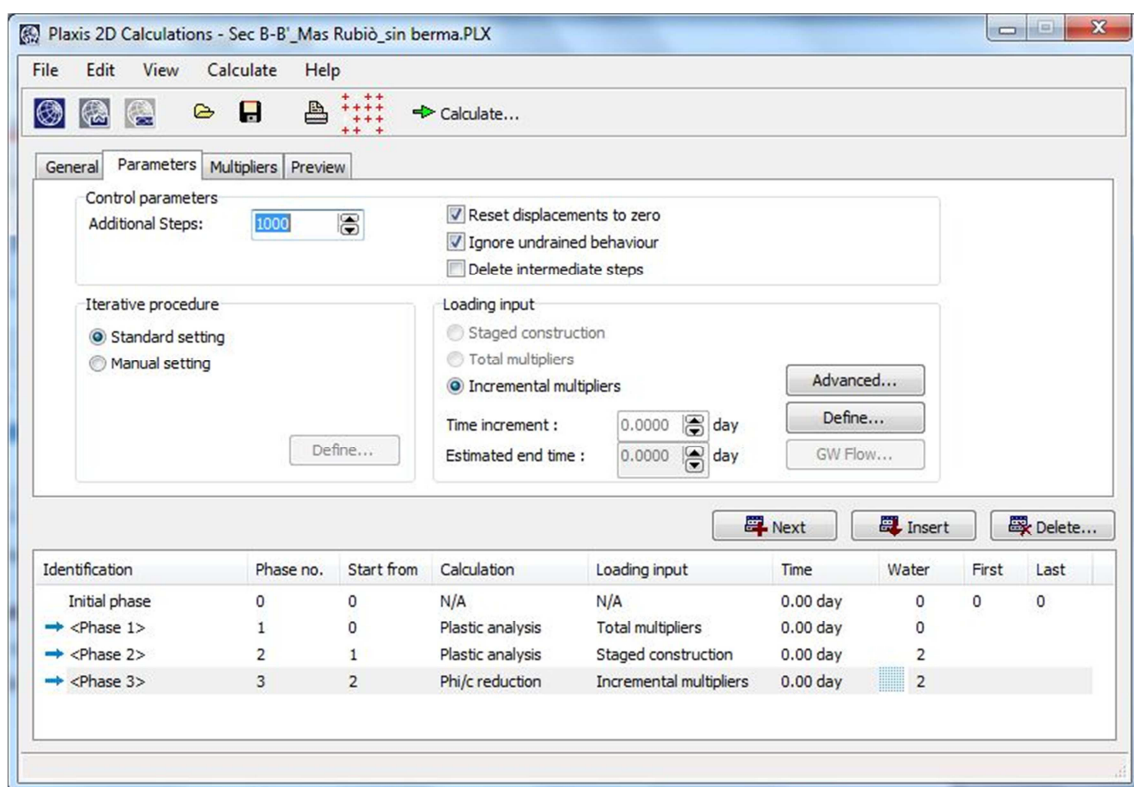


Figura No. 22: Configuración de parámetros de Fase 3.

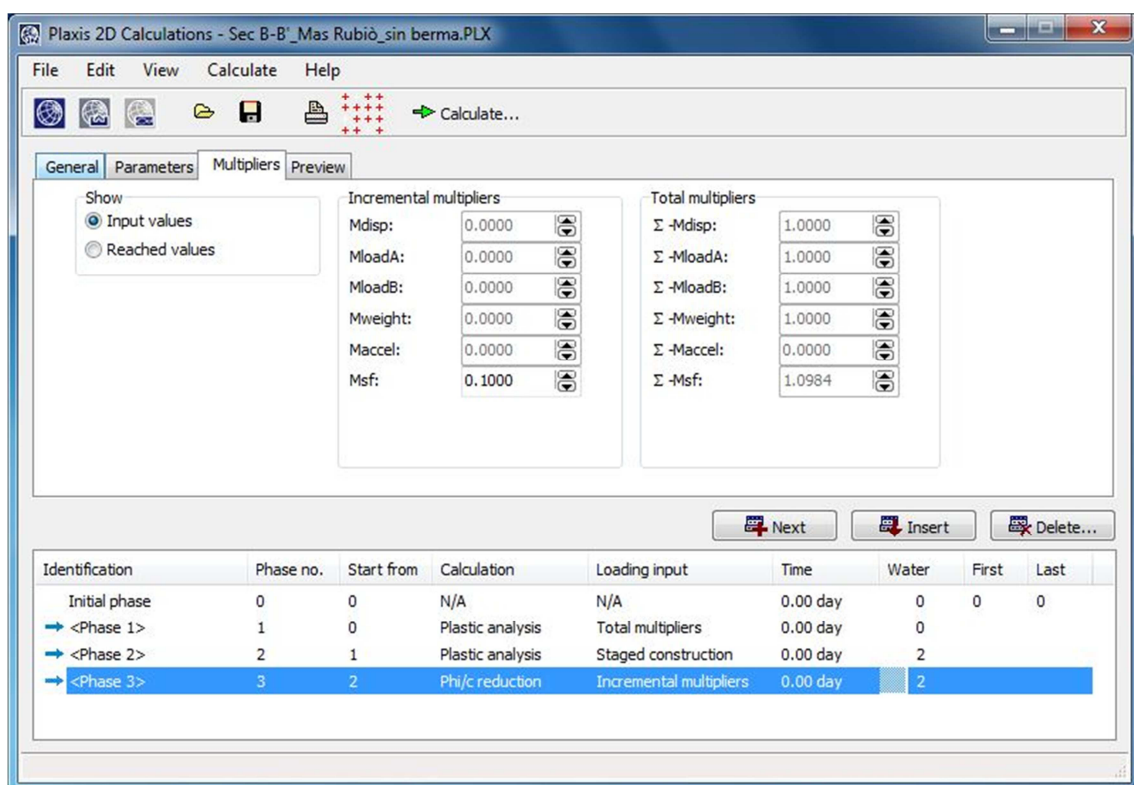


Figura No. 23: Configuración de multiplicadores de Fase 3.

4.3.5 Análisis de Sensibilidad

El análisis de sensibilidad consiste en establecer un rango de valores dentro del cual puede variar un determinado parámetro y determinar la variación del factor de seguridad y el tipo de rotura. Para ello se especifica un valor mínimo y un valor máximo para cada parámetro sometido al análisis de sensibilidad.

Se establece una Relación Mínima (Rel. Mín) y una Relación Máxima (Rel. Máx) para calcular el Valor Mínimo (Val. Mín) y Valor Máximo (Val. Máx), conforme la siguientes ecuaciones:

Val. Mín. = Principal – Rel. Mín.

Val. Máx. = Principal + Rel. Máx.

El término “Principal” corresponde al valor de un parámetro definido en el *back analysis*. En el procedimiento cada parámetro es sujeto a variación en incrementos uniformes entre el Valor Máximo y el Valor Mínimo y se calcula el Factor de Seguridad a través del método *phi-c reduction* (fase 3). Cuando se está variando un parámetro los demás pertenecen constantes en sus valores principales. Esto resulta en un gráfico de *Factor de Seguridad Vs. Parámetro de entrada* y permite determinar la *sensibilidad* del factor de seguridad a cambios en los parámetros de entrada. Una curva inclinada en un gráfico de sensibilidad indica que el factor de seguridad es sensible al valor del parámetro. Un análisis de sensibilidad indica cuáles parámetros pueden ser críticos para la evaluación de la estabilidad del talud y cuáles parámetros son menos importantes.

En el modelo de PLAXIS se realiza la variación del parámetro en el *Programa de Entrada (INPUT)* y se calculan nuevamente las 3 fases indicadas previamente para obtener en el *Programa de Cálculo* los nuevos resultados.

4.3.6 Condiciones de estabilidad con construcción de berma

En esta etapa de cálculo se simula la colocación de la berma en condiciones no drenadas sin permitir consolidación. Para ello se ha considerado el terraplén y la berma con comportamiento drenado y los demás materiales con comportamiento no drenado y se crea la fase 4 y 5 en el programa de cálculo.

Fase 4: construcción de berma

En esta fase se simula la construcción de la berma en un cálculo de análisis plástico.

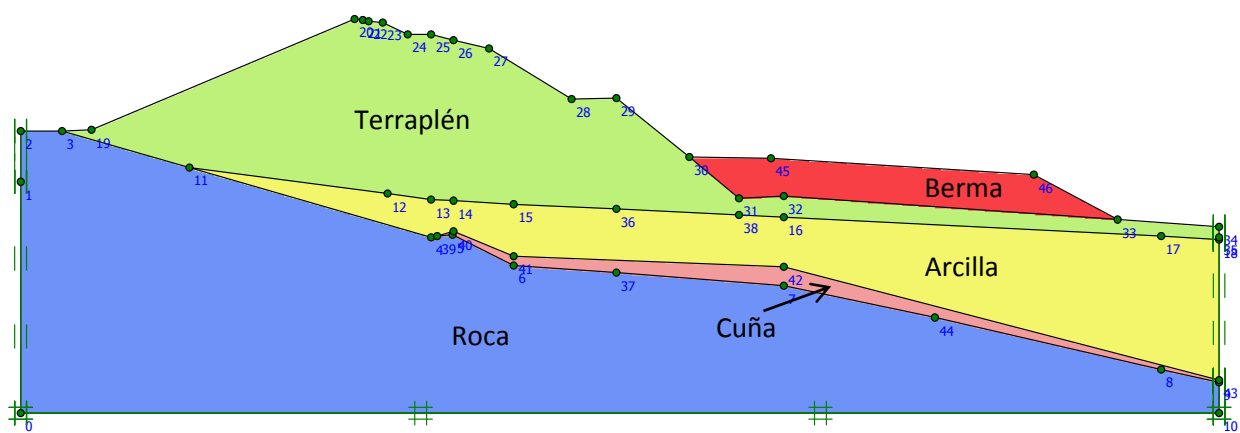


Figura No. 24: Geometría Sección B-B' con Berma.

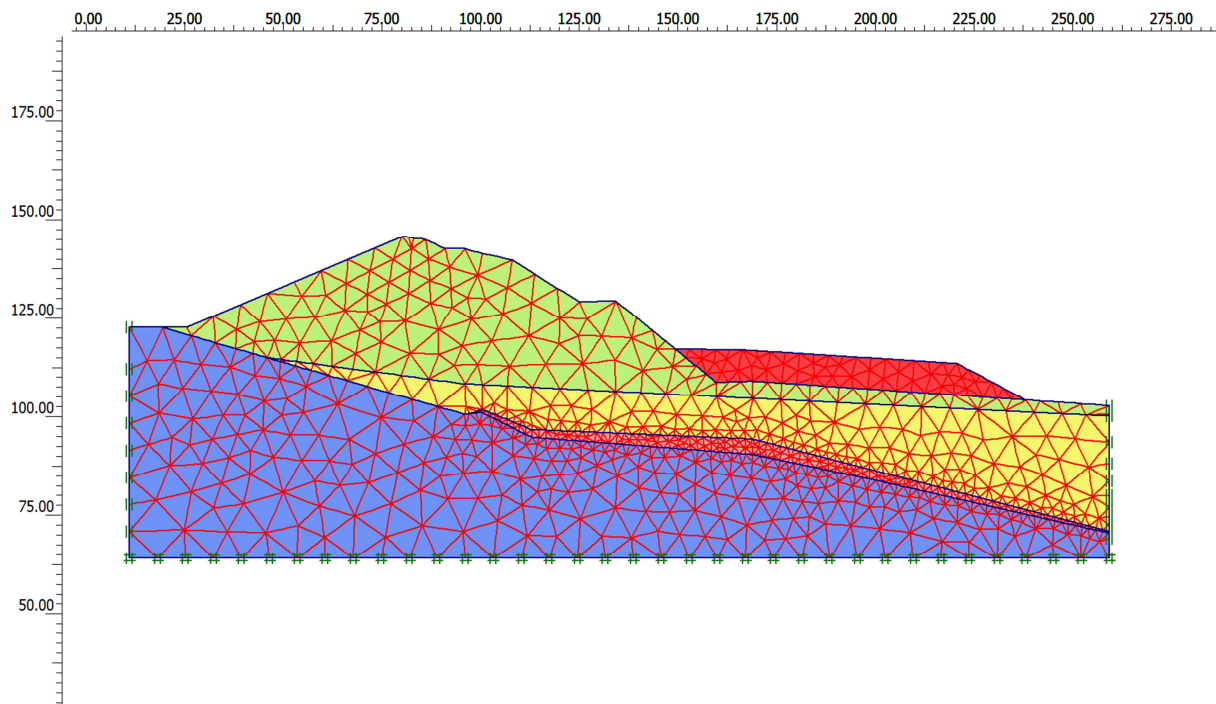


Figura No. 25: Malla de elementos finitos con berma.

Al agregar la berma al modelo, se obtiene una malla con las propiedades mostradas en Tabla No. 5.

Datos de la malla	
Número de elementos	1533
Número de nodos	12487
Número de puntos de tensión	18396
Tamaño medio del elemento	3.64 m

Tabla No. 5: Datos de la malla con berma.

Se inicia el proceso de cálculo a partir de fase 2 con combinación de materiales en condiciones drenadas y no drenadas para encontrar las condiciones de estabilidad de la estructura. Se activa por primera vez el *cluster correspondiente* a la Berma.

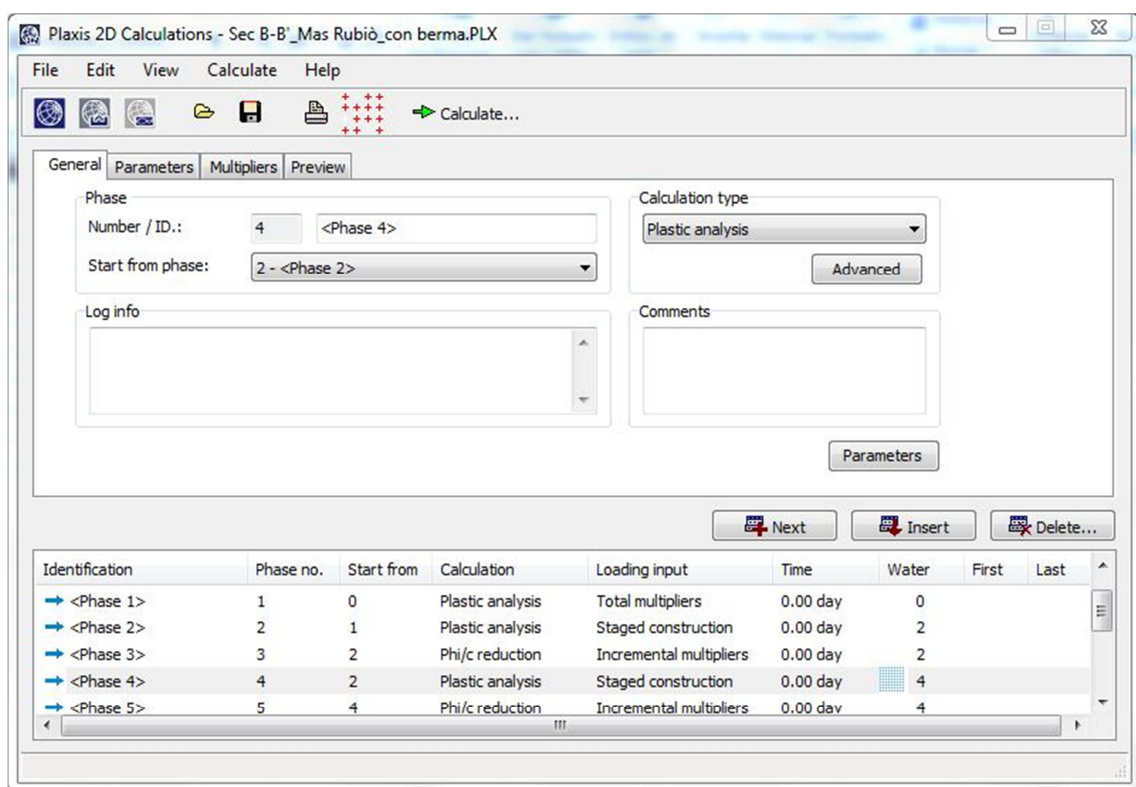


Figura No. 26: Configuración general de fase 4.

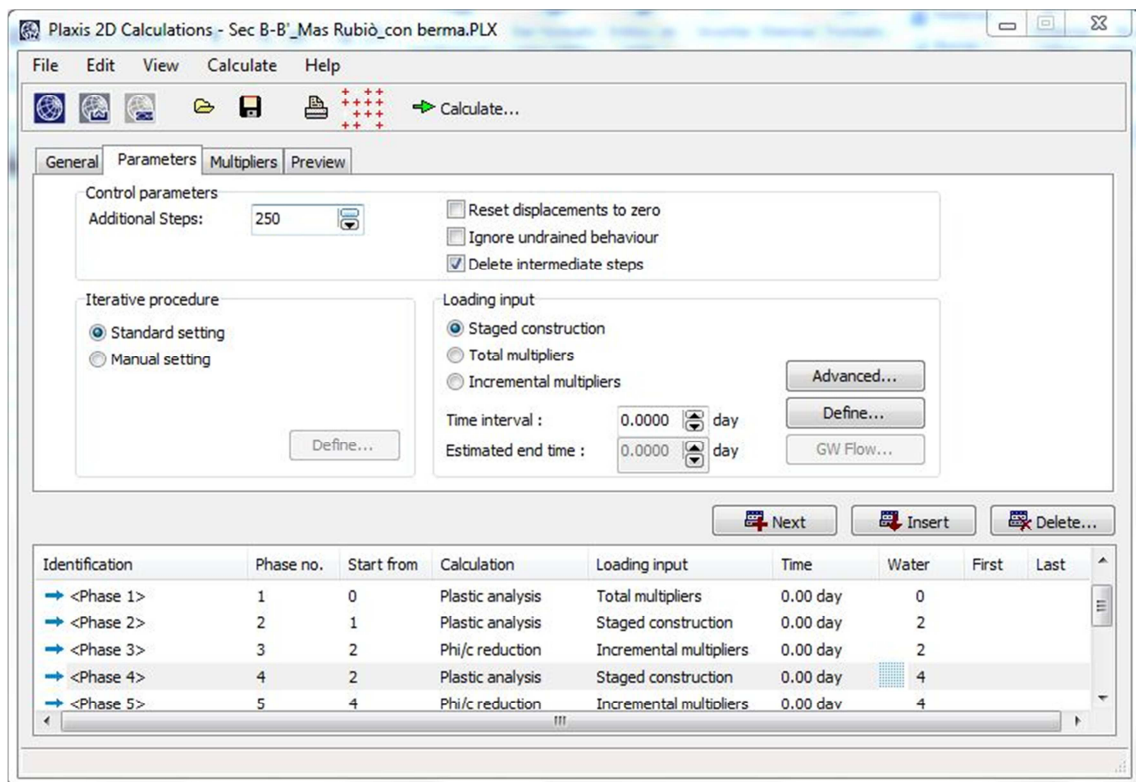


Figura No. 27: Configuración de parámetros de fase 4

Fase 5: phi-c reduction, factor de seguridad con construcción inmediata de Berma.

En esta fase se aplica el método phi-c reduction. Se toma la fase 4 como punto de partida reiniciando los desplazamientos a un valor de cero. El objetivo de esta fase es calcular las condiciones de estabilidad de la estructura en condiciones críticas, ya que posteriormente se realizarán cálculos permitiendo la consolidación y correspondiente disipación de presiones intersticiales.

Plaxis 2D Calculations - Sec B-B'_Mas Rubió_con berma.PLX

File Edit View Calculate Help

Calculate...

General Parameters Multipliers Preview

Phase
Number / ID.: 5 <Phase 5>
Start from phase: 4 - <Phase 4>

Calculation type
Phi/c reduction
Advanced

Log info

Comments

Parameters

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
→ <Phase 2>	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0.00 day	2		
→ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 day	2		
→ <Phase 4>	4	2	Plastic analysis	Staged construction	0.00 day	4		
→ <Phase 5>	5	4	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0.00 day	4		
→ <Phase 6>	6	2	Consolidation ana...	Staged construction	15.00 day	6		

Figura No. 28: Configuración general de fase 5.

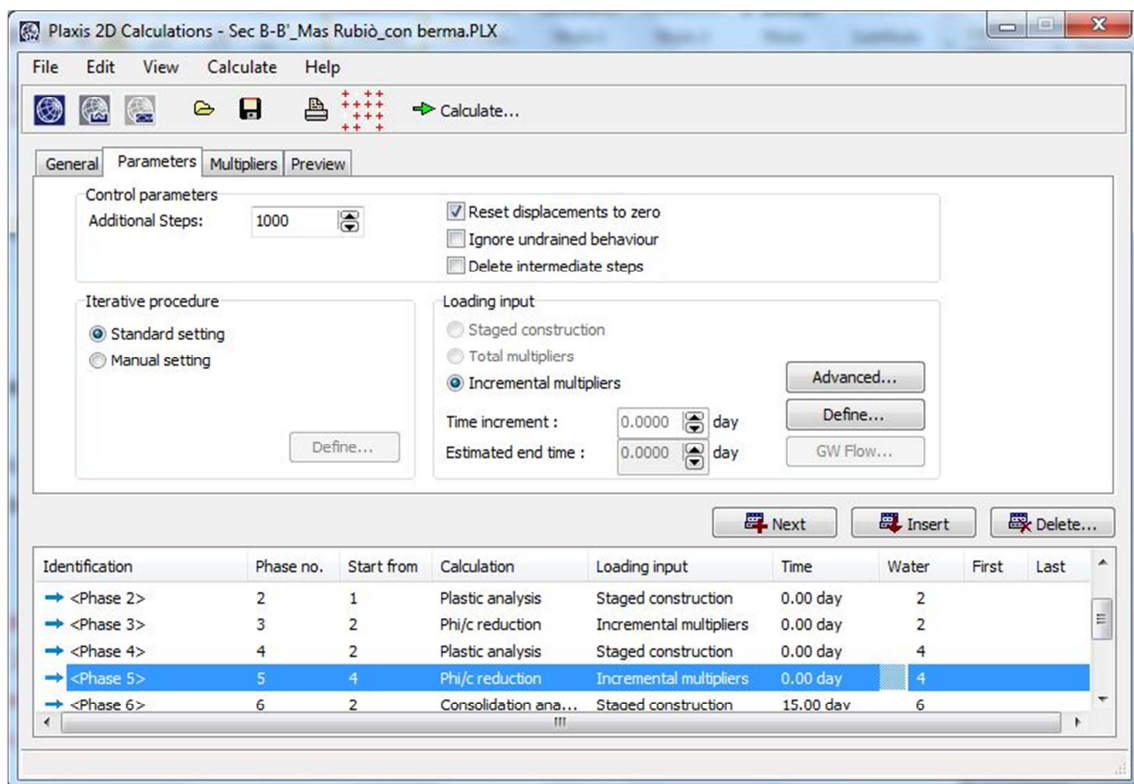


Figura No. 29: Configuración de parámetros de fase 5.

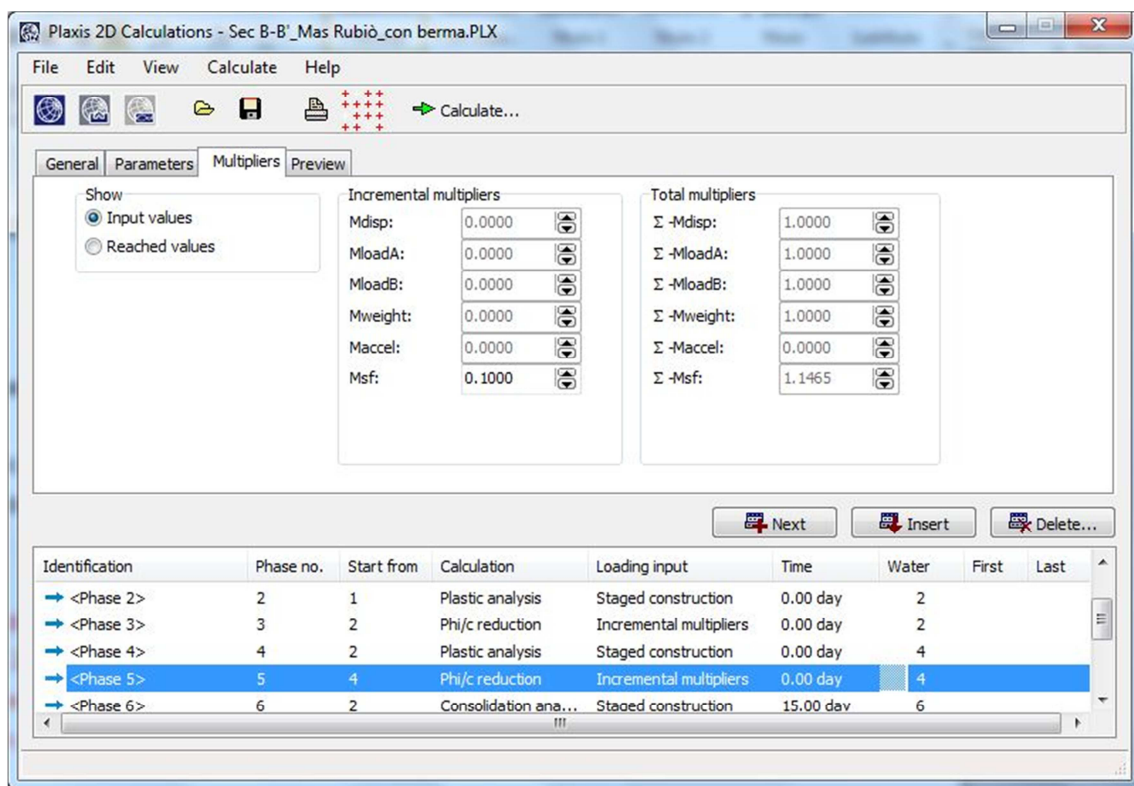


Figura No. 30: Configuración de multiplicadores de fase 5.

4.3.7 Disipación de presiones intersticiales

Para la modelación de disipación de presiones intersticiales se han creado las fases 6, 7, 8 y 9 en el programa de cálculo. Se cuenta con los datos de campo que registran presiones intersticiales en distintas partes de la estructura del terreno y a diversas profundidades. Estos datos fueron medidos con piezómetros de cuerda vibrante. El período de construcción de la berma fue de 15 días (del 06 al 20 de marzo de 2009).

Los cálculos de esta etapa incluyen la variable tiempo que se logra en PLAXIS a través de análisis de consolidación.

Fase 6: Consolidación durante construcción de berma

En esta fase se simula la consolidación durante el periodo de construcción de 15 días. Se parte de fase 2 con análisis de tipo consolidación del tipo *staged construction* activando el *cluster* correspondiente a la berma.

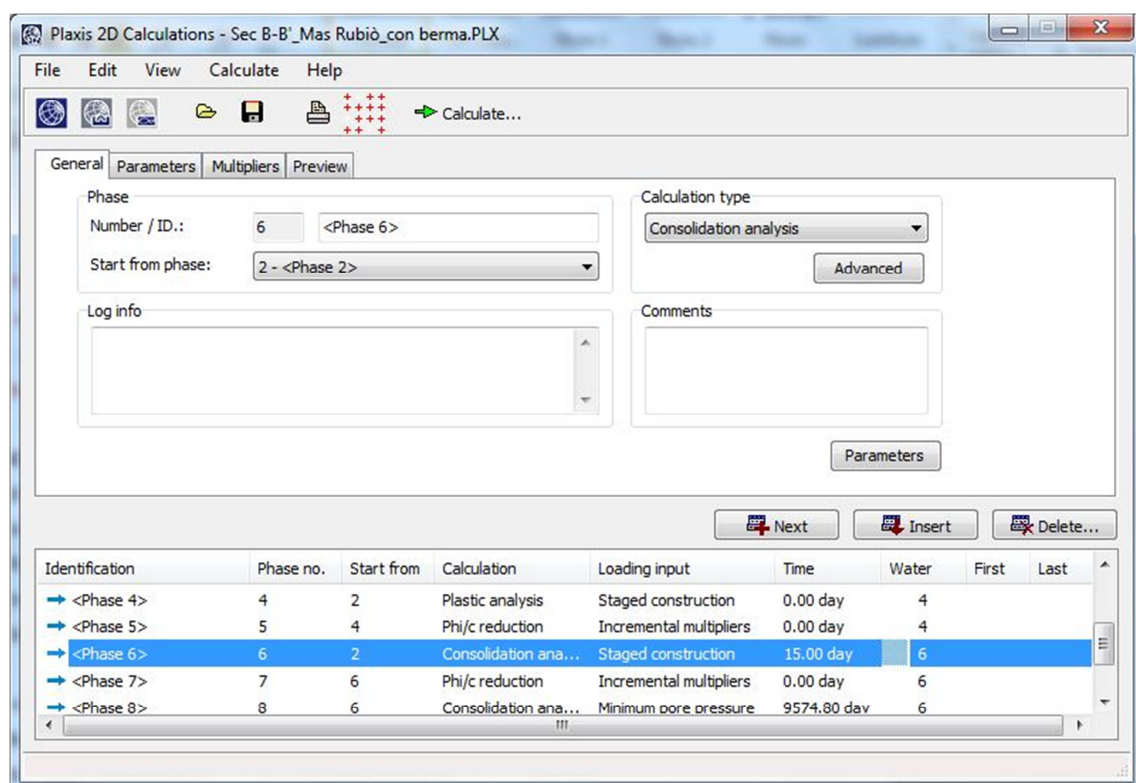


Figura No. 31: Configuración general de fase 6.

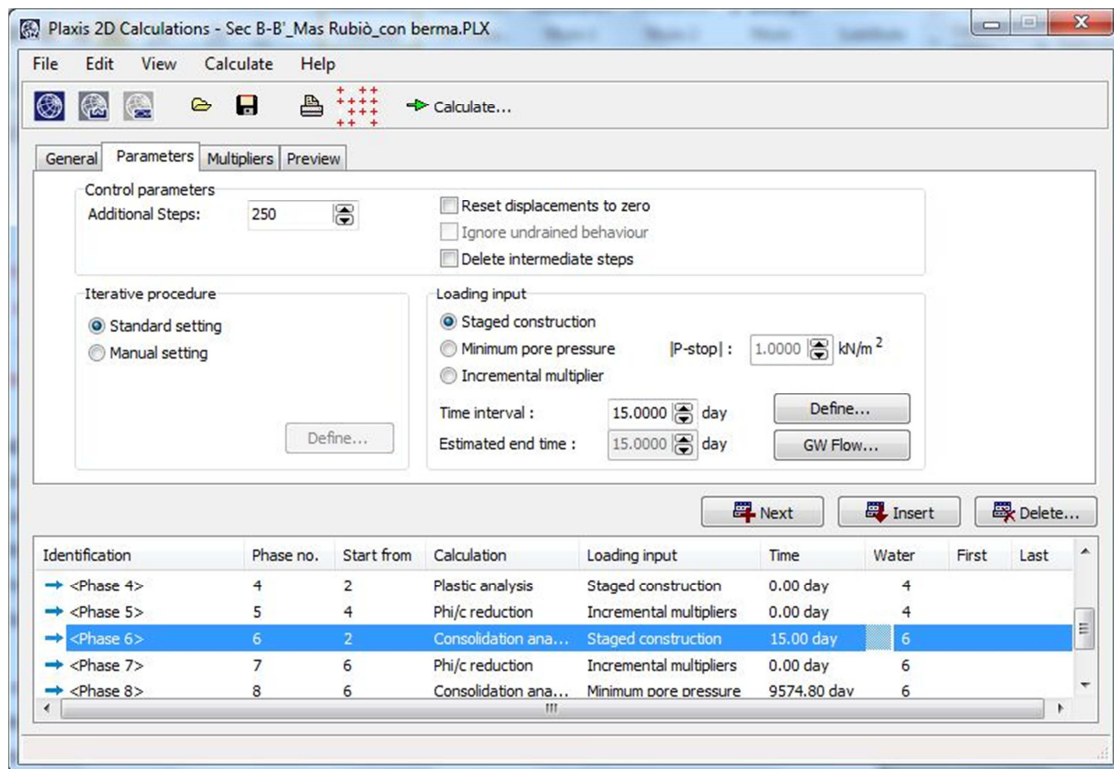


Figura No. 32: Configuración de parámetros de fase 6.

Fase 7: phi-c reduction, factor de seguridad con construcción de berma en periodo de 15 días.

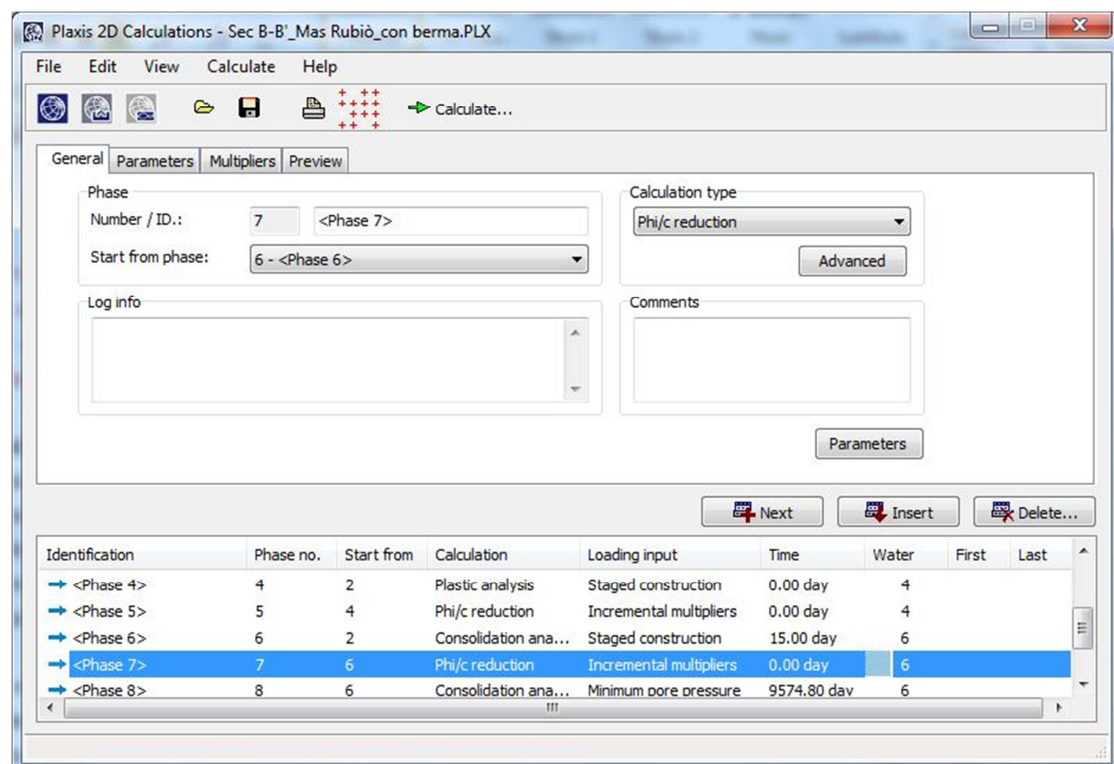


Figura No. 33: Configuración general de fase 7.

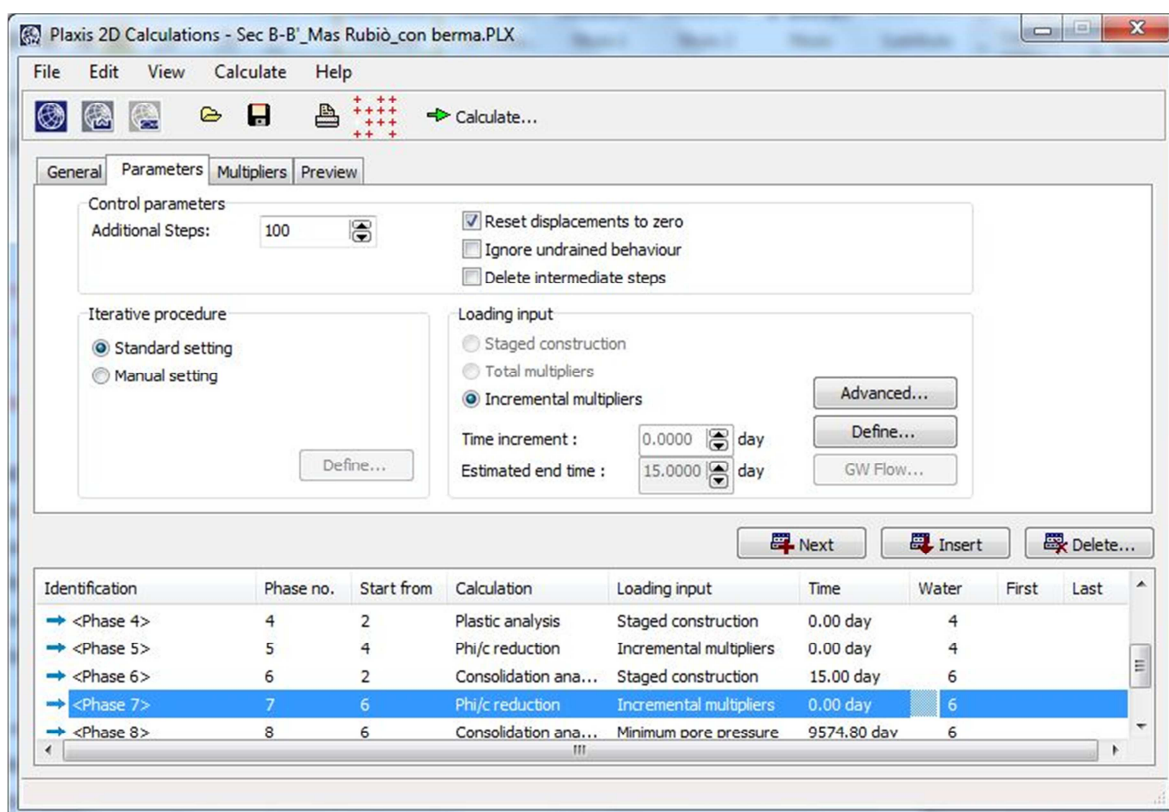


Figura No. 34: Configuración de parámetros de fase 7.

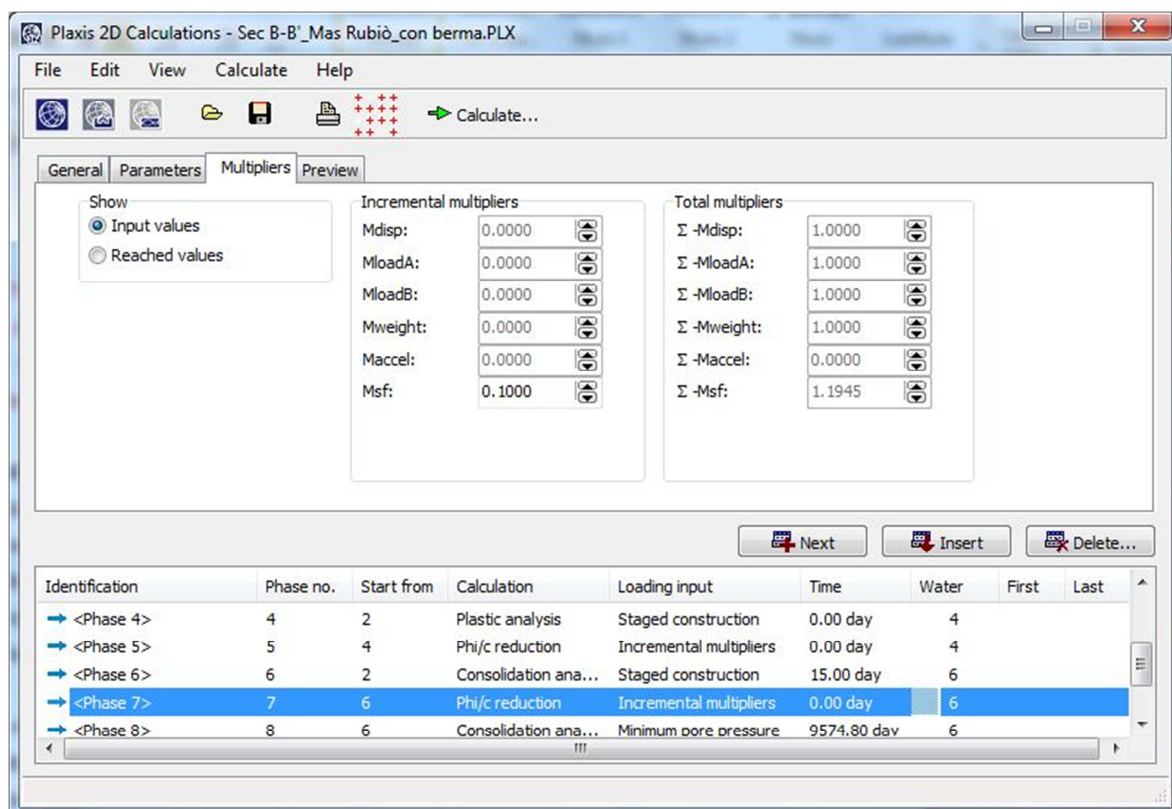


Figura No. 35: Configuración de multiplicadores de fase 7.

Se usa en esta fase el método phi-c reduction para calcular las condiciones de estabilidad al permitirse la disipación de presiones intersticiales en el periodo de ejecución de la berma. El multiplicador de tipo incremental Msf es fijado en un valor de 0.10 y se reinician los desplazamientos generados en fases anteriores.

Fase 8: Consolidación a presión mínima de 1 KPa.

En esta fase se simula la consolidación total fijando como valor límite 1 KPa. Se utiliza un análisis de tipo consolidación partiendo de fase 6. En la configuración de parámetros se selecciona la opción de presión intersticial mínima (*minimum pore pressure*) estableciendo el límite en 1 KPa. Al usar esta opción PLAXIS terminará la fase de cálculo cuando se registre una presión mínima a ese valor, dándose por concluida la consolidación.

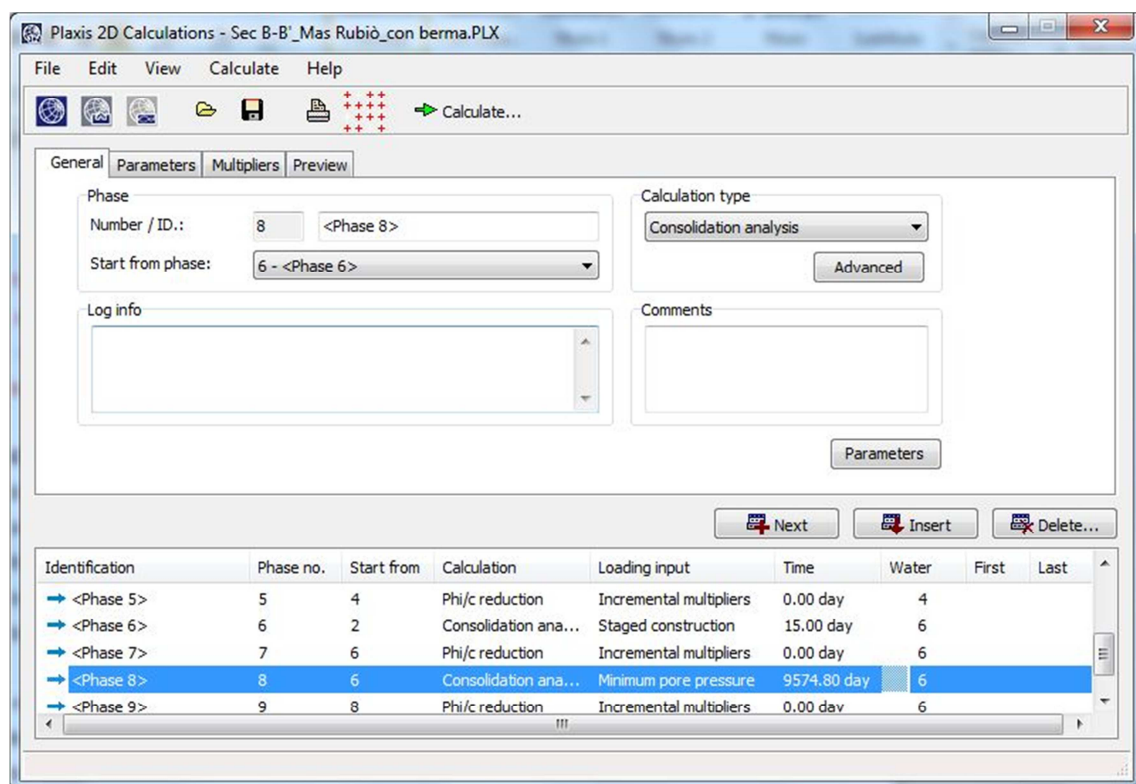


Figura No. 36: Configuración general de fase 8.

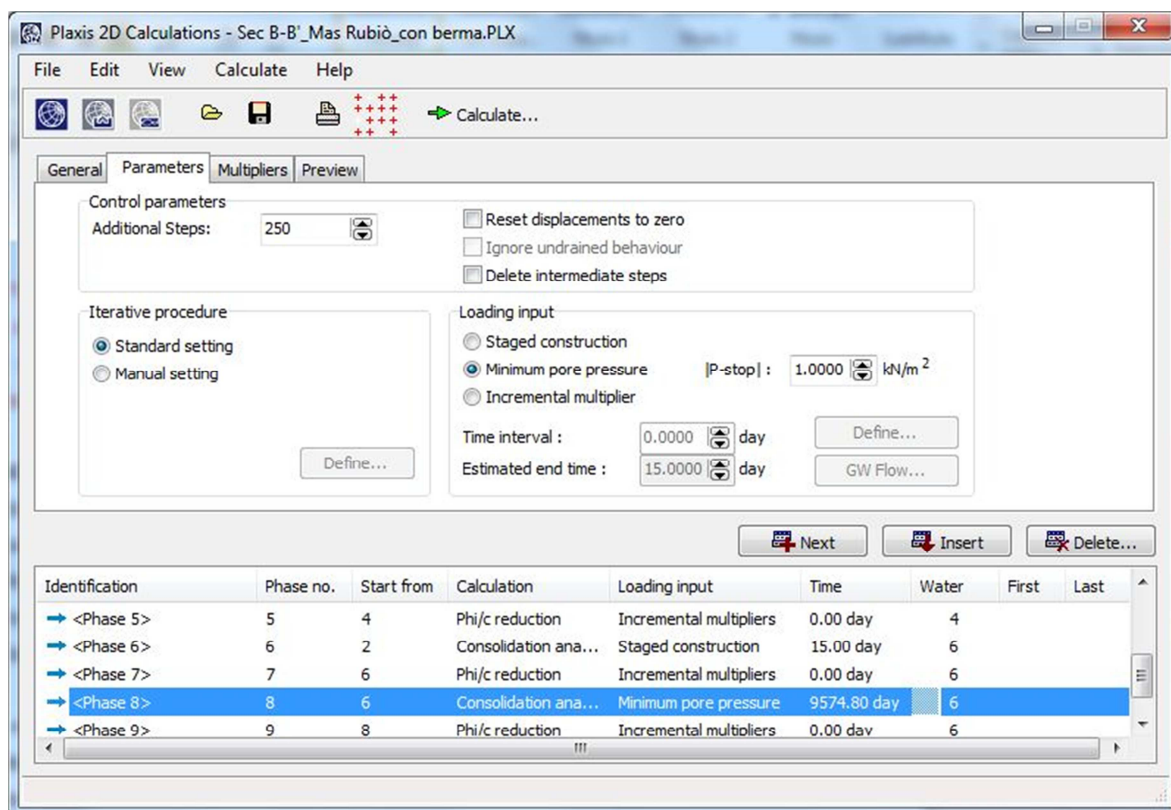


Figura No. 37: Configuración de parámetros de fase 8.

La configuración de parámetros se usa para fijar la presión mínima. La pestaña de configuración de multiplicadores está desactivada por defecto debido al tipo de análisis que estamos realizando. Con esta fase se calculará la consolidación final provocada por la construcción de la berma y se compararán las presiones intersticiales medidas en campo a través de piezometría con las calculadas con PLAXIS.

Fase 9: phi-c reduction, condiciones de estabilidad final del terraplén.

En esta fase se calcula el factor de seguridad y el tipo de rotura, una vez finalizada la disipación de presiones intersticiales al valor mínimo establecido (1 KPa). Se usan los cálculos de fase 8 como inicio para la aplicación del método *phi-c reduction*.

En configuración de multiplicadores se fija un M_{sf} de 0.10 para el procedimiento.

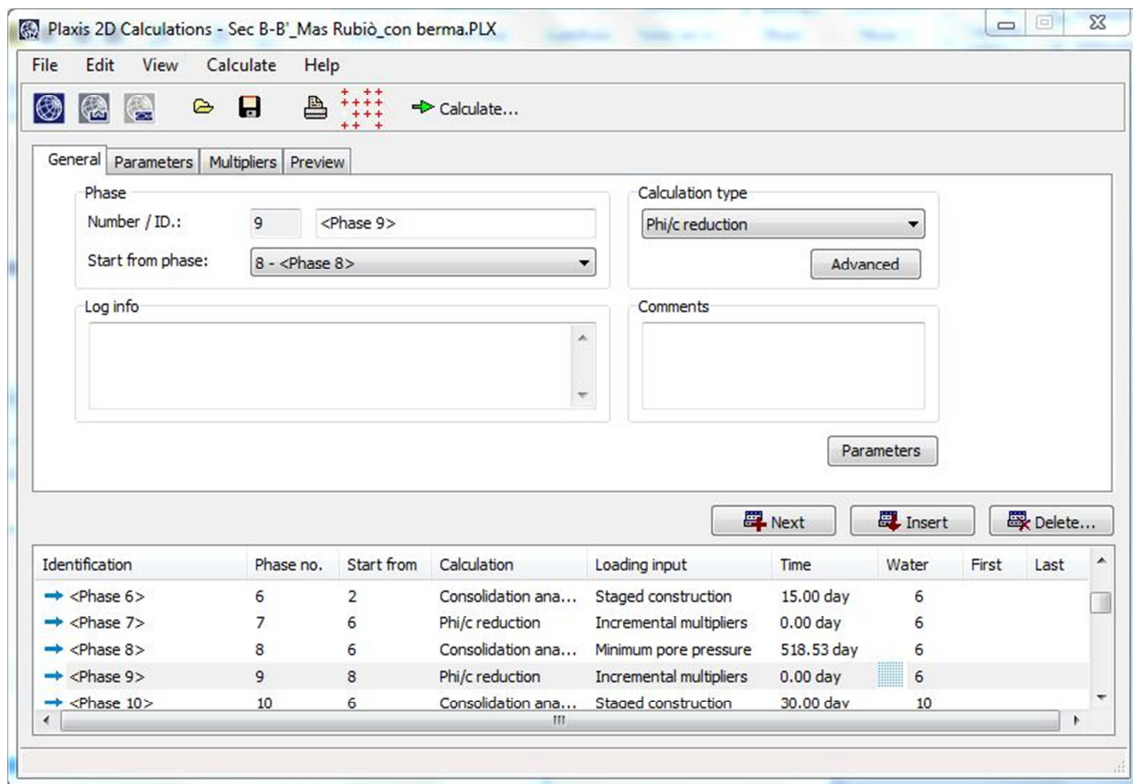


Figura No. 38: Configuración general de fase 9.

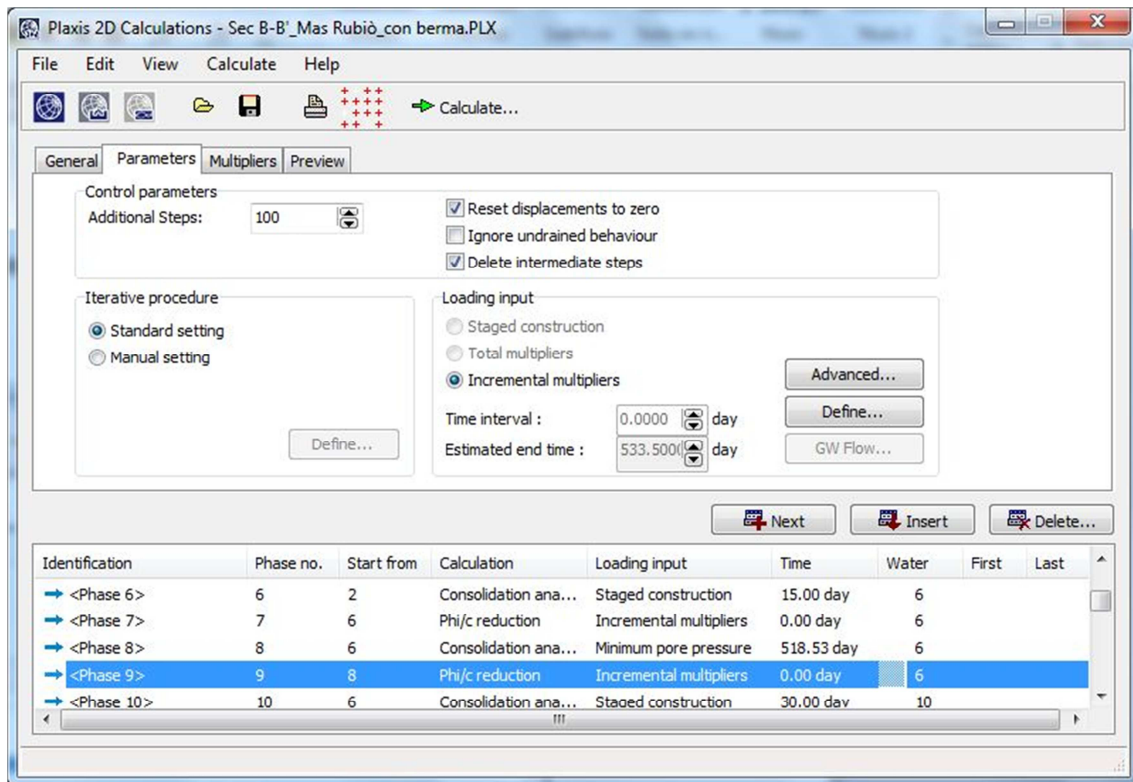


Figura No. 39: Configuración de parámetros de fase 9.

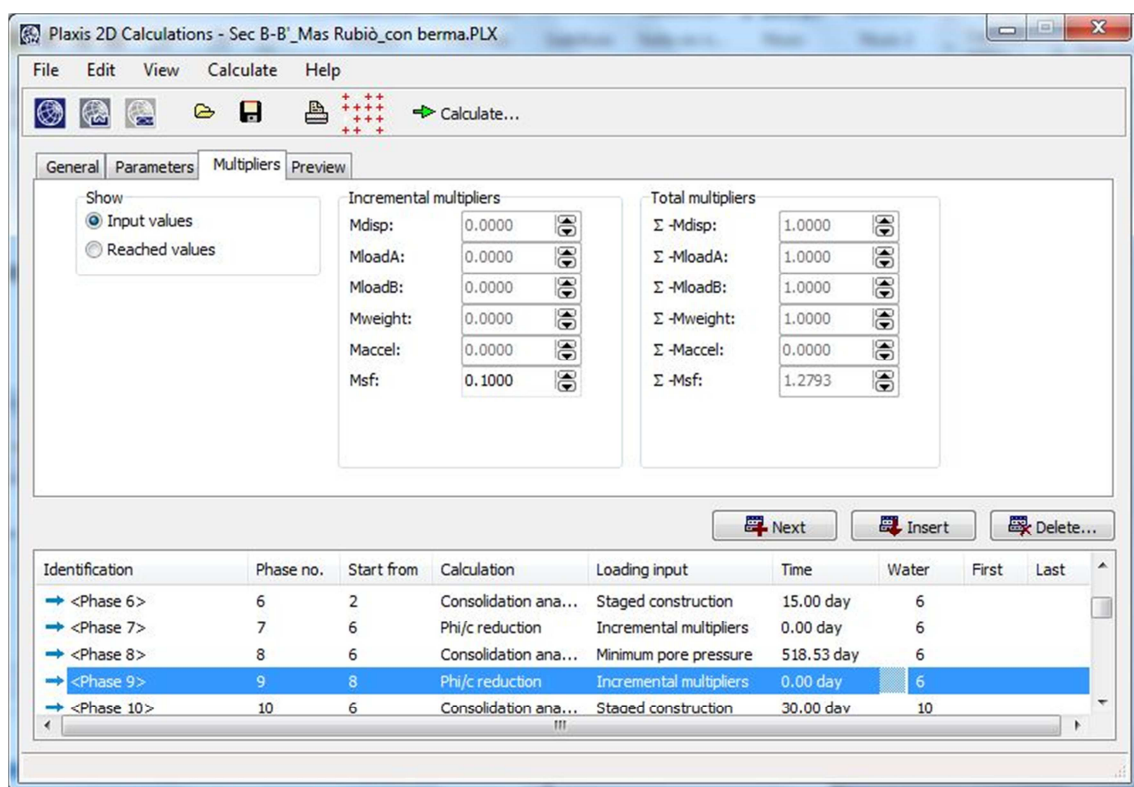


Figura No. 40: Configuración de multiplicadores de fase 9.

Con la disipación de presiones intersticiales y la correspondiente consolidación, las condiciones de estabilidad del terraplén y el factor de seguridad varían con el paso del tiempo. Para la monitorización y comprobación de estas condiciones se plantea en el programa de cálculo de PLAXIS, fases adicionales (fase 10 a fase 33). Este intervalo de fases de cálculo son de tipo “consolidation/staged construction” con un periodo de 30 días de consolidación cada una con su correspondiente cálculo del factor de seguridad. En la tabla No. 6 se resume el total de todas las fases con el tipo de cálculo a realizar. La fase 10 muestra un periodo acumulado de 45 días ya que inicia a partir de fase 6 que es la fase en que se considera la colocación de la berma en el periodo de 15 días.

Id.	Inicia de fase	Tipo de Cálculo	Carga de entrada	Tiempo (días)	Tiempo acumulado (días)
Fase 10	6	Consolidation analysis	Staged construction	30	45
Fase 11	10	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	45
Fase 12	10	Consolidation analysis	Staged construction	30	75
Fase 13	12	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	75
Fase 14	12	Consolidation analysis	Staged construction	30	105
Fase 15	14	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	105
Fase 16	14	Consolidation analysis	Staged construction	30	135
Fase 17	16	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	135
Fase 18	16	Consolidation analysis	Staged construction	30	165
Fase 19	18	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	165
Fase 20	18	Consolidation analysis	Staged construction	30	195
Fase 21	20	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	195
Fase 22	20	Consolidation analysis	Staged construction	30	225
Fase 23	22	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	225
Fase 24	22	Consolidation analysis	Staged construction	30	255
Fase 25	24	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	255
Fase 26	24	Consolidation analysis	Staged construction	30	285
Fase 27	26	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	285
Fase 28	26	Consolidation analysis	Staged construction	30	315
Fase 29	28	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	315
Fase 30	28	Consolidation analysis	Staged construction	30	345
Fase 31	30	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	345
Fase 32	30	Consolidation analysis	Staged construction	30	375
Fase 33	32	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	375

Tabla No. 6: Detalles de fases de la No. 10 a la No. 33 para el control del factor de seguridad en función del tiempo.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Back Analysis

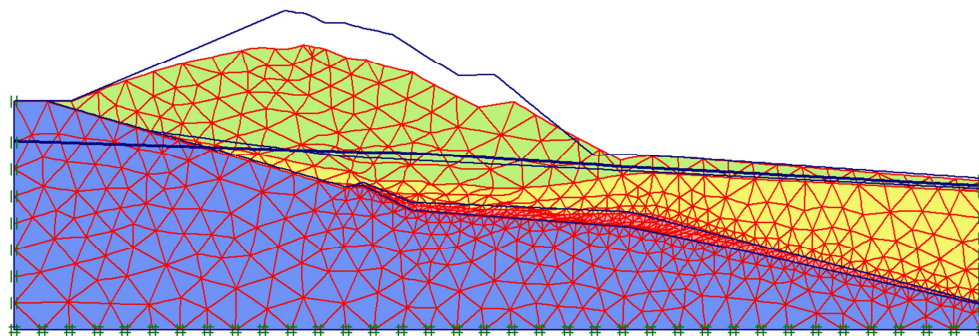
Con los datos de entrada en el programa PLAXIS y las condiciones iniciales establecidas se asignan los materiales de la sección B-B' a cada *cluster*. Una vez establecidas las tres primeras fases se busca que el factor de seguridad sea lo más cercano a la unidad y que la superficie de rotura corresponda a la marcada en los inclinómetros IN0070 y el IN-6.

Se ha encontrado una combinación de parámetros razonables que permite una aplicación del multiplicador ΣM_{stage} hasta un valor de 0.993 en fase 2. Estos parámetros se resumen en tabla No. 7 y son representativos de la variedad de resultados obtenidos en laboratorio y permiten que la superficie de rotura sea posible en el contacto sustrato - cuña.

El Método de Elementos Finitos (FEM por sus siglas en Inglés) con un modelo constitutivo elastoplástico (Mohr- Coulomb) es una aproximación fiable y sólida para evaluar el factor de seguridad de taludes. La principal ventaja del Método de Elementos Finitos es que el factor de seguridad surge naturalmente del análisis sin que el usuario tenga que comprometer a ninguna forma particular del mecanismo a priori (Griffiths & Lane, 1999).

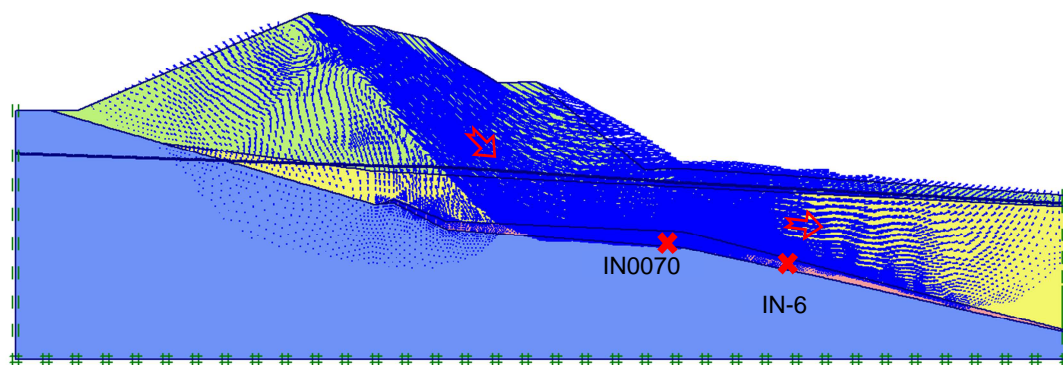
Parámetro	U/M	Arcilla	Roca	Terraplén	Cuña
Modelo de Material	---	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Tipo de comportamiento	---	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado
Peso específico seco	KN/m3	20	22	20	20
Peso específico saturado	KN/m3	20	22	20	20
Permeabilidad horizontal	m/día	1.00E-03	8.64E-03	8.60E-01	8.64E-02
Permeabilidad vertical	m/día	1.00E-03	8.64E-03	8.60E-01	8.64E-02
Módulo de Young	KN/m2	5.00E+03	2.00E+05	2.00E+04	2.00E+04
Coeficiente de Poisson	---	0.33	0.2	0.3	0.25
Cohesión	KN/m2	5	150	5	0.1
Ángulo de fricción	°	21	30	36	14.7
Ángulo de dilatación	°	0	0	0	0

Tabla No. 7: Parámetros del Back Analysis con un factor de seguridad de 0.993. ($\Sigma M_{stage}=0.993$ en fase 2).



Deformed mesh
Extreme total displacement 2.22 m
(displacements scaled up 5.00 times)

Figura No. 41: Malla deformada Sección B-B', $\Sigma M_{\text{stage}}=0.993$ en fase 2.



Total incremental displacements (dUtot)
Extreme dUtot 29.27×10^{-3} m

Figura No. 42: Desplazamientos totales incrementales Sección B-B', vectores de desplazamiento. $\Sigma M_{\text{stage}}=0.993$ en fase 2.

En figura No. 41 y 42, las "X" marcan la superficie de rotura detectada con inclinómetros IN0070 y el IN-6 en el contacto sustrato-cuña.

Los valores usados para el *Back Analysis* son representativos del rango de valores obtenidos en laboratorio, así como también de los valores mostrados en tablas No. 8, 9, 10 y 11.

Tipo de Suelo	K_z (cm/s)
Grava limpia	>1.0
Arenas limpias, arena limpia y gravas mixtas	$1.0 \text{ a } 10^{-3}$
Arenas finas, limos, mezclas con contenido de arenas, limos y arcillas	$10^{-3} \text{ a } 10^{-7}$
Arcillas homogéneas	$<10^{-7}$

Tabla No. 8: Coeficientes de permeabilidad para suelos comunes (Budhu, 2000).

Tipo de suelo	Descripción	ν'
Arcilla	Blanda	0.35 – 0.40
	Media	0.30 – 0.35
	Rígida	0.20 – 0.30
Arena	Suelta	0.15 – 0.25
	Media	0.25 – 0.30
	Densa	0.25 – 0.35

Tabla No. 9: Valores típicos del coeficiente de poisson (Budhu, 2000).

Tipo de suelo	Descripción	E^a (Mpa)	G (Mpa)
Arcilla	Blanda	1 – 15	0.40 – 5
	Media	15 – 30	5 – 11
	Rígida	30 – 100	11 – 38
Arena	Suelta	10 – 20	4 – 8
	Media	20 – 40	8 – 16
	Densa	40 – 80	16 – 32

Tabla No. 10: Valores típicos de módulo de Young (E) y módulo de corte (G). E^a son valores secantes a tensión desviadora pico para suelos densos y rígidos, y cuando la tensión desviadora máxima es lograda para suelos sueltos, medios y blandos (Budhu, 2000).

Tipo de suelo	$\phi'_{cs} (^\circ)$	$\phi'_p (^\circ)$	$\phi'_r (^\circ)$
Grava	30 – 35	30 – 50	
Mezcla de grava y arena con suelos de grano fino	28 – 33	30 – 40	
Arena	27 – 37 ^a	32 – 50	
Limo o arena limosa	24 – 32	27 – 35	
Arcillas	15 – 30	20 – 30	5 – 15

Tabla No. 11: Rangos de ángulos de fricción (grados) para suelos (Budhu, 2000). (^a)Valores mayores (32° a 37°) en el rango corresponden a arenas con significativa cantidad de feldespato (Bolton, 1986). Valores menores (27° a 32°) en el rango corresponden a arenas de cuarzo.

En tabla No. 11 el término ϕ'_{cs} es el ángulo de fricción en estado crítico, ϕ'_p es el ángulo de fricción pico y ϕ'_r es el ángulo de fricción residual. No se realizaron en laboratorio, tampoco in situ, ensayos de permeabilidad. La permeabilidad del sustrato rocoso usada en el back analysis (10^{-5} cm/s) corresponde al valor que genera resultados satisfactorios en la comparación de

presiones intersticiales medidas en campo con las calculadas en PLAXIS. Los valores de permeabilidad de la caliza de la tabla 12 son orientativos para el back analysis.

Rocas in situ	Coeficiente de permeabilidad K (cm/s)	Porosidad (%)
Rocas ígneas		
Basalto	10^{-4} a 10^{-5}	1 a 3
Diabasa	10^{-5} a 10^{-7}	0.1 a 0.5
Gabro	10^{-5} a 10^{-7}	0.1 a 0.5
Granito	10^{-3} a 10^{-5}	1 a 4
Rocas sedimentarias		
Dolomita	1.2×10^{-8} a 4.6×10^{-9}	---
Caliza	10^{-2} a 10^{-4}	5 a 15
Arenisca	10^{-2} a 10^{-4}	4 a 2
Pizarra	10^{-3} a 10^{-4}	5 a 2
Rocas metamórficas		
Gneiss	10^{-3} a 10^{-4}	---
Mármol	10^{-4} a 10^{-5}	2 a 4
Cuarcita	10^{-5} a 10^{-7}	0.2 a 0.6
Esquisto	10^{-4} a 3.0×10^{-4}	---
Pizarra	10^{-4} a 10^{-7}	0.1 a 1

Tabla No. 12: Coeficiente de permeabilidad aproximado de rocas a 15°C y porosidad (Jumikis, 1983, pág. 163).

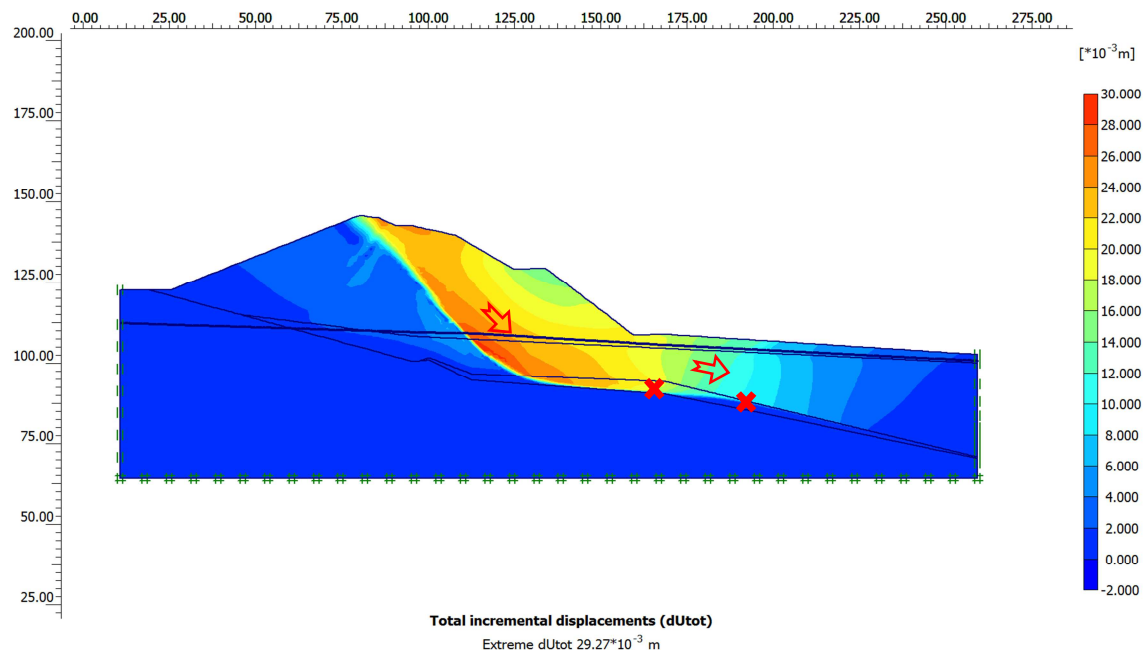


Figura No. 43: Desplazamientos totales incrementales Sección B-B', delimitación por sombreado. $\Sigma M_{\text{stage}}=0.993$ en fase 2.

La superficie de rotura involucra el terraplén, la cuña y la arcilla, sirviendo la roca de base de deslizamiento. El modelo es representativo para la superficie de rotura detectada por inclinómetros.

5.2 Análisis de sensibilidad

Para realizar el análisis de sensibilidad se parte de los parámetros del *back analysis* mostrados en tabla No. 7. No se ha considerado variación de parámetros tales como el módulo de elasticidad, permeabilidad y coeficiente de Poisson.

La tabla No. 13 muestra los rangos de variaciones consideradas para realizar el análisis. Los parámetros de la roca no se han considerado debido a que el sustrato sirvió de base para que se formara la superficie de rotura en el contacto roca-cuña, por tanto, en todo momento ha sido estable.

Descripción	Propiedad	U/M	Principal	Rel. Mín.	Rel. Máx.	Val. Mín.	Val. Máx.
Cuña	ϕ	°	14.7	1.7	0.3	13	15
Cuña	c	KN/m ²	0.1	0	4.9	0.1	5
Cuña	γ	KN/m ³	20	1	1	19	21
Terraplén	ϕ	°	36	3	3	33	39
Terraplén	c	KN/m ²	5	2.5	0	2.5	5
Terraplén	γ	KN/m ³	20	1	1	19	21
Arcilla	ϕ	°	21	3	5.5	18	26.5
Arcilla	c	KN/m ²	5	0	10	5	15
Arcilla	γ	KN/m ³	20	1	1	19	21
Nivel freático	---	m	+/- 0.00	2.4	2.4	-2.4	2.4

Tabla No. 13: Rango de variación de parámetros considerados en el análisis de sensibilidad, sección B-B'.

En el análisis se han distinguido tres tipos de rotura:

- **Tipo A:** la requerida en el *back analysis* y que tuvo lugar en el sitio de la obra definida por los inclinómetros IN0070 y el IN-6.
- **Tipo B:** de tipo espiral logarítmica.
- **Tipo C:** de tipo trapezoidal.

Las gráficas No. 44 y 45 muestran los tipos de rotura B y C descritos anteriormente.

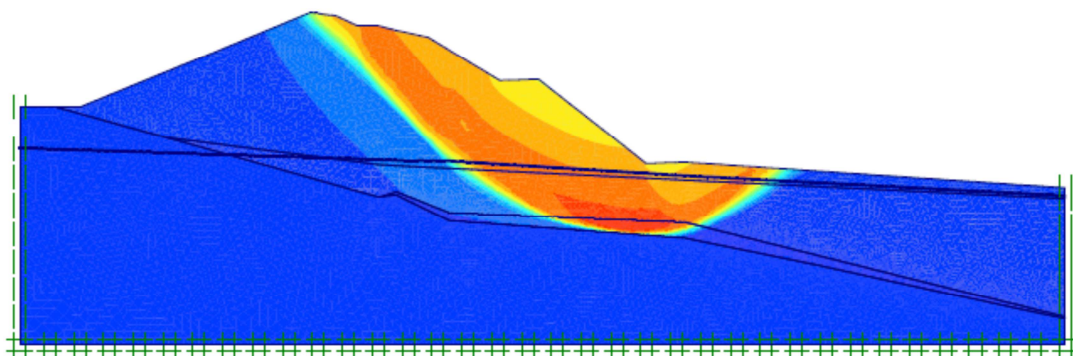


Figura No. 44: Rotura tipo B.

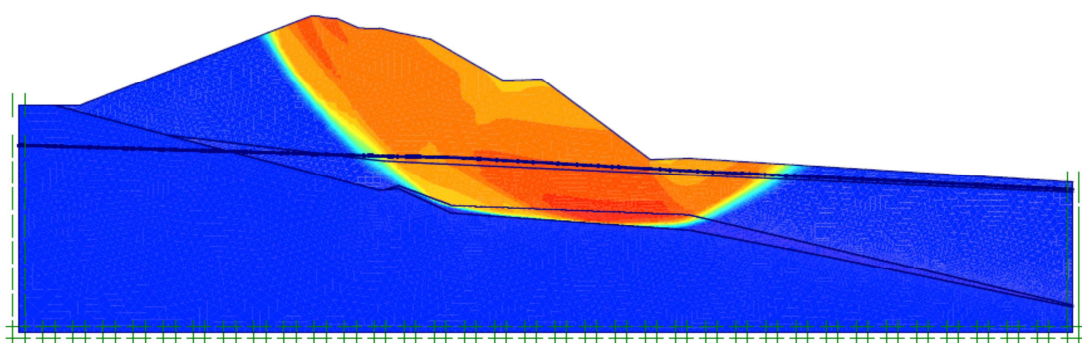


Figura No. 45: Rotura tipo C.

Las figuras No. 46 a la 55 recogen los resultados de la variación de parámetros. En cada gráfico se distinguen los tipos de rotura encontrados.

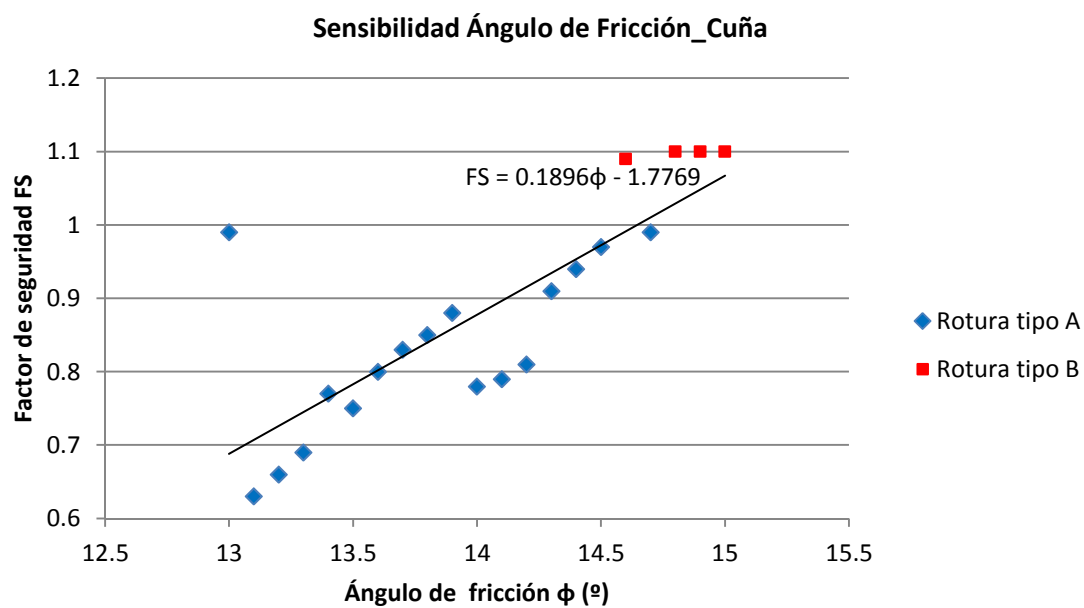


Figura No. 46: Variación del ángulo de fricción de la cuña.

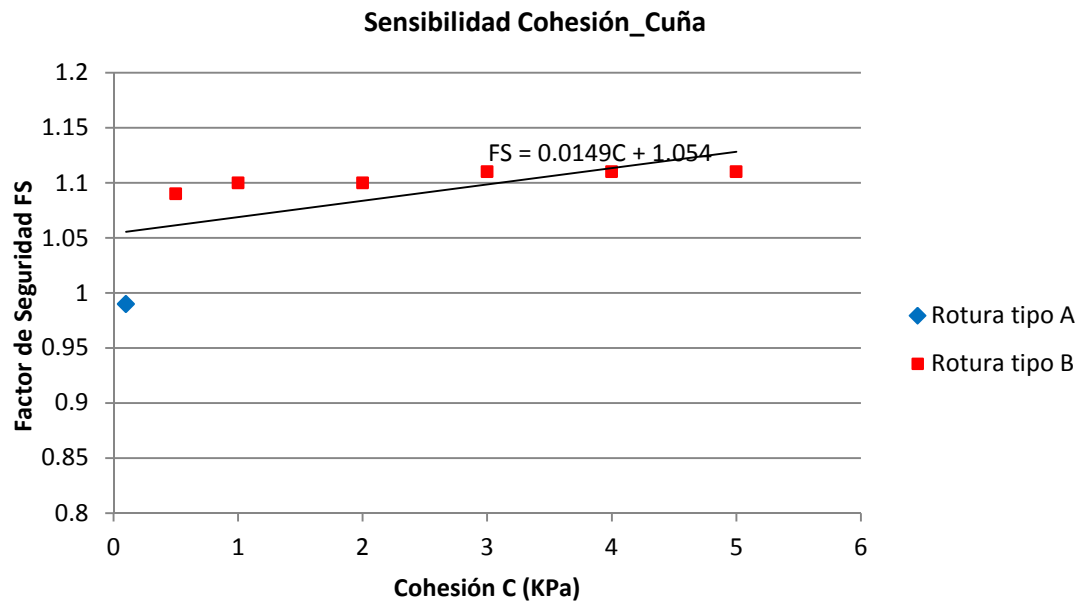


Figura No. 47: Variación de la cohesión de la cuña.

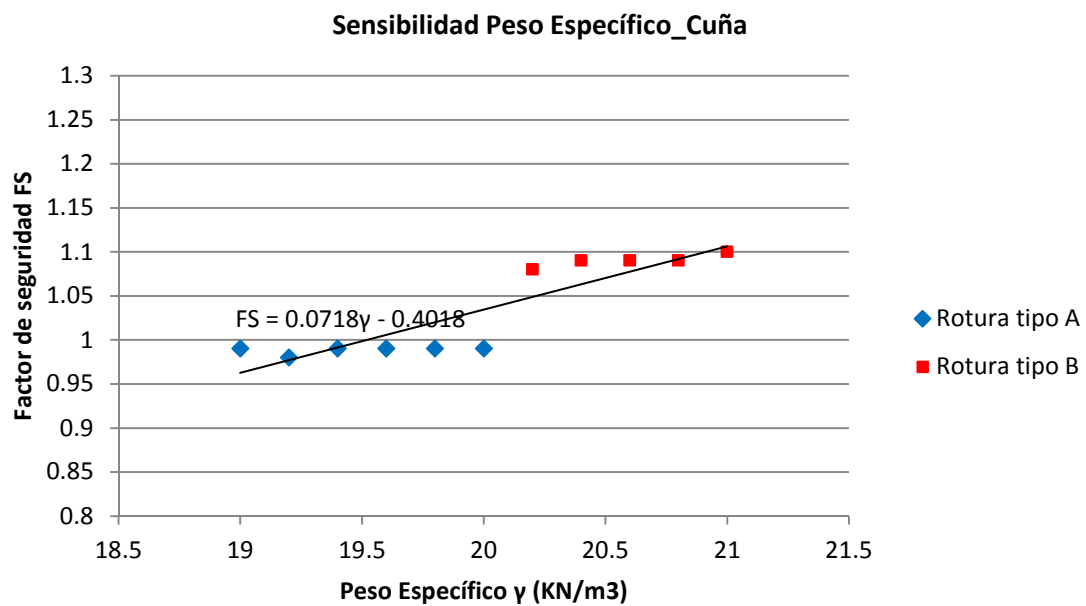


Figura No. 48: Variación del peso específico de la cuña.

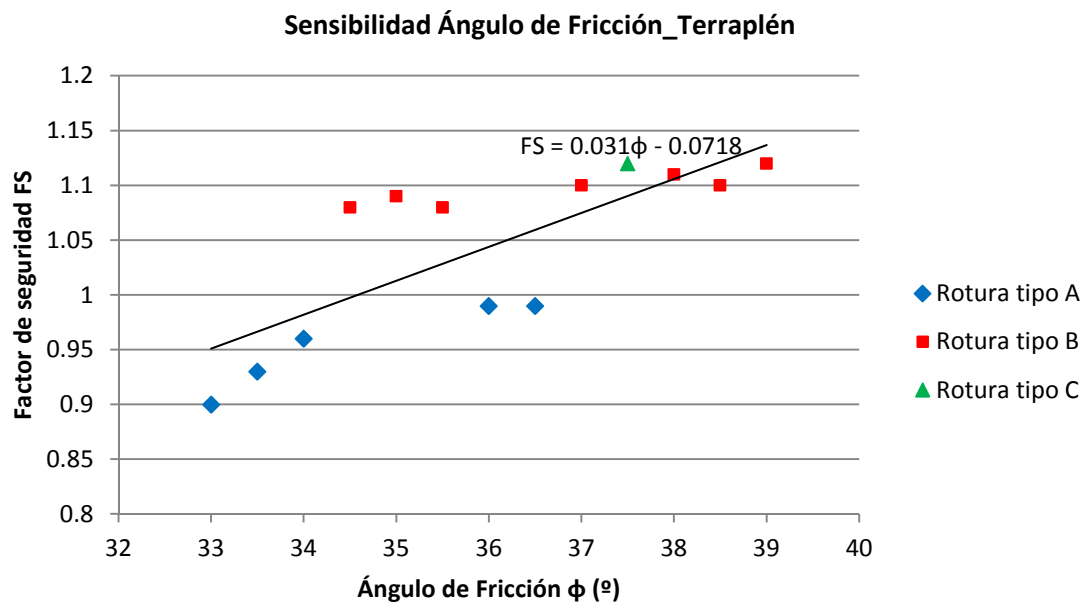


Figura No. 49: Variación del ángulo de fricción del terraplén.

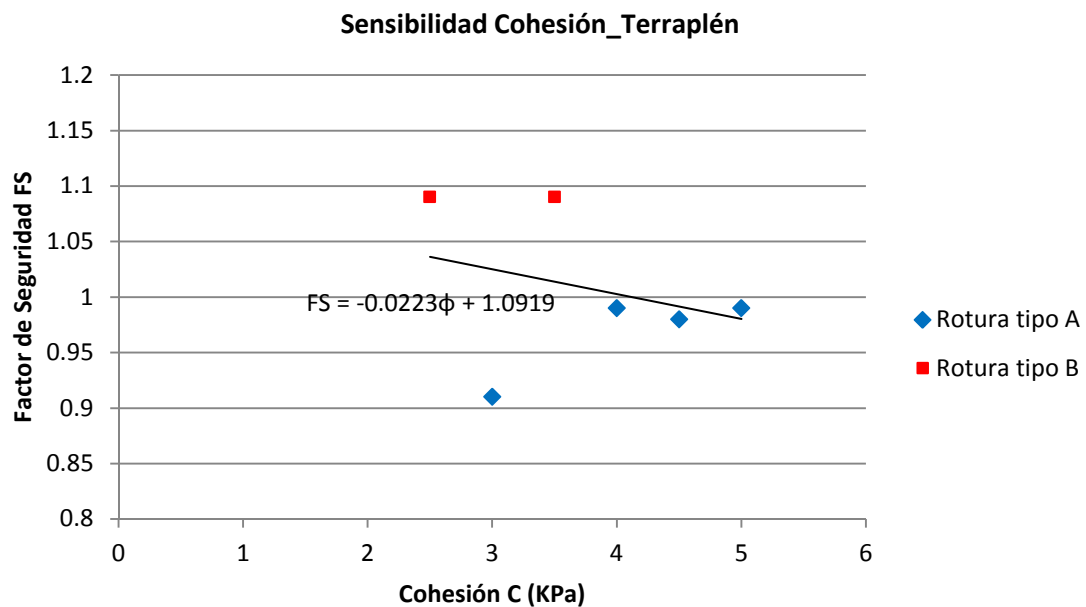


Figura No. 50: Variación de la cohesión del terraplén.

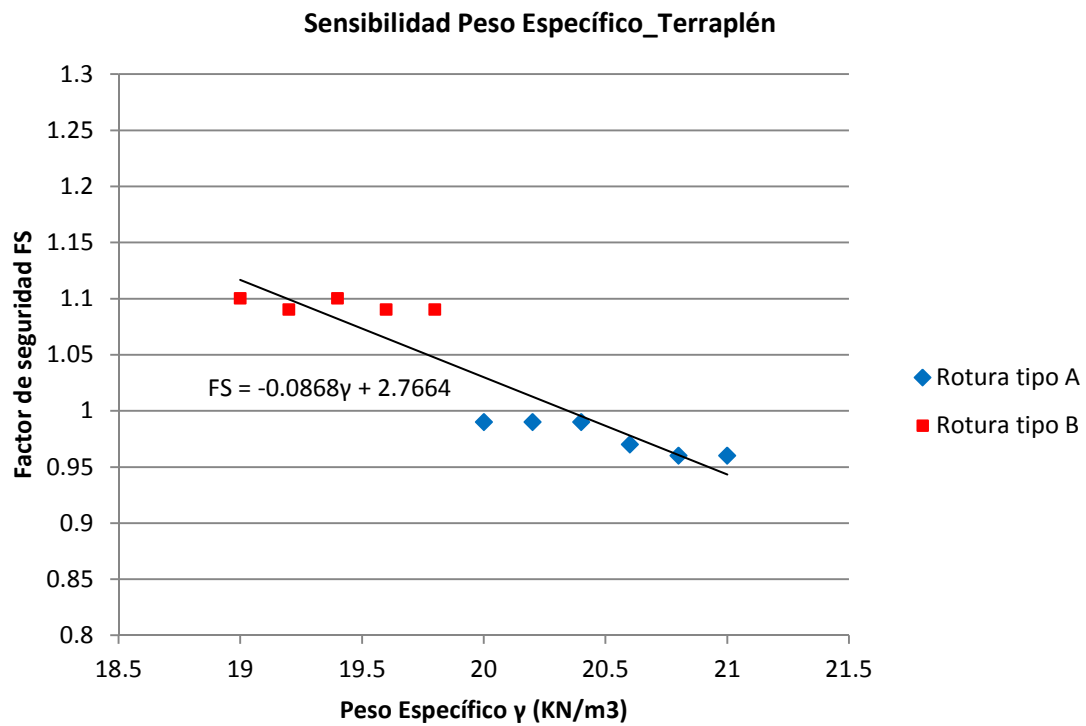


Figura No. 51: Variación del peso específico del terraplén.

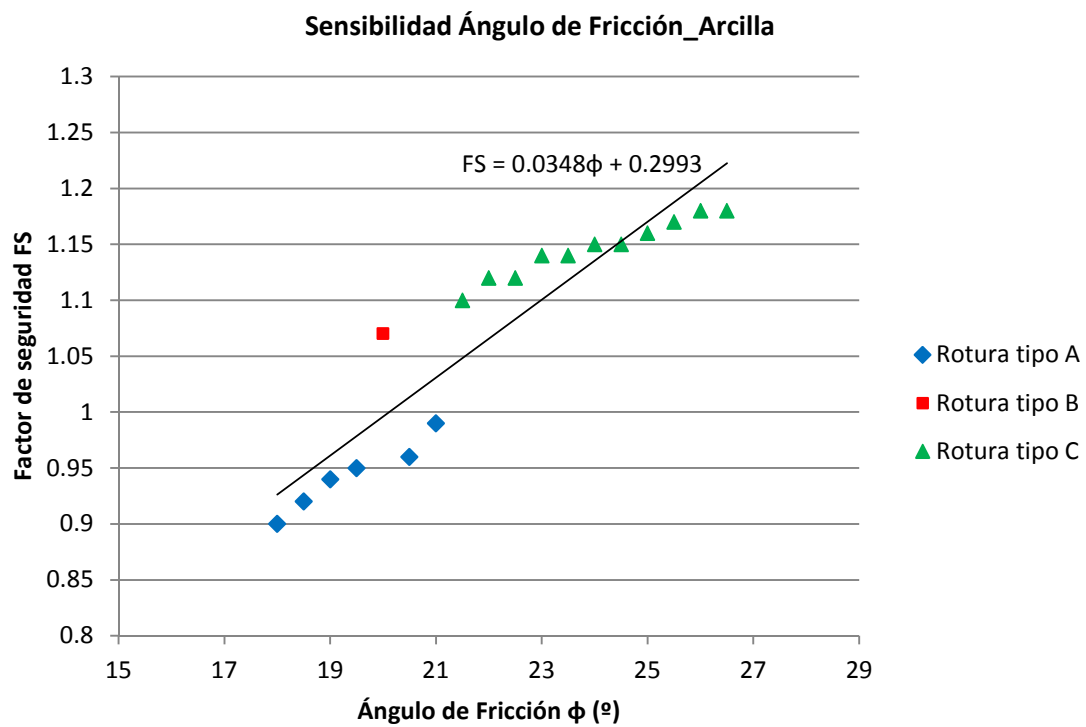


Figura No. 52: Variación del ángulo de fricción de la arcilla.

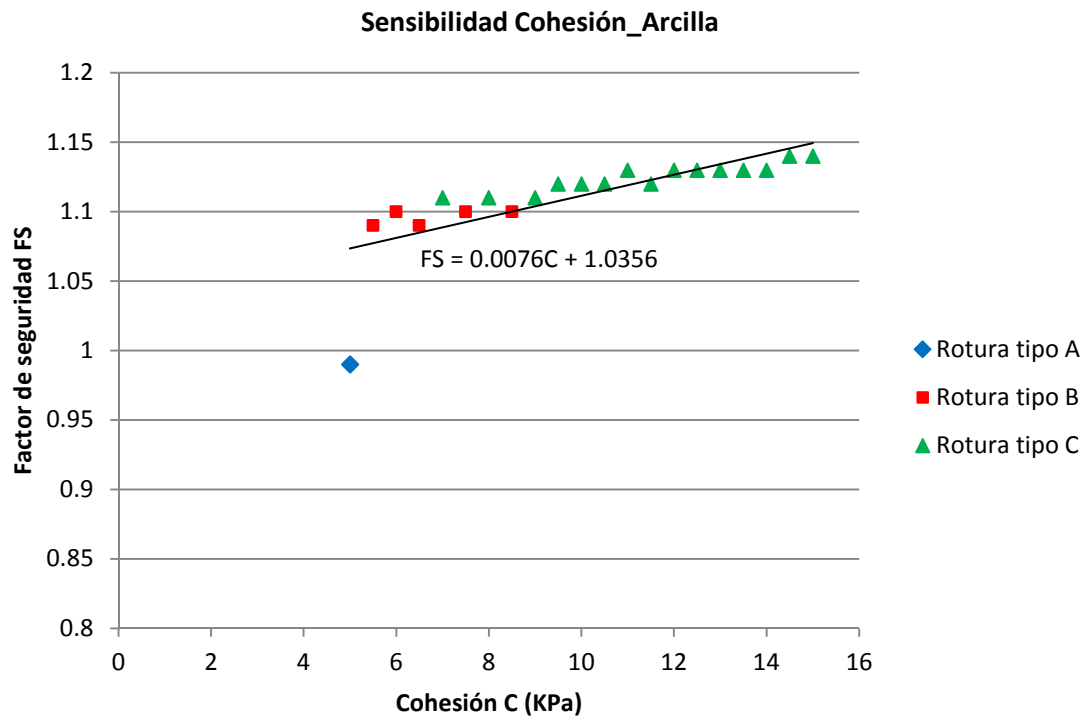


Figura No. 53: Variación de la cohesión de la arcilla

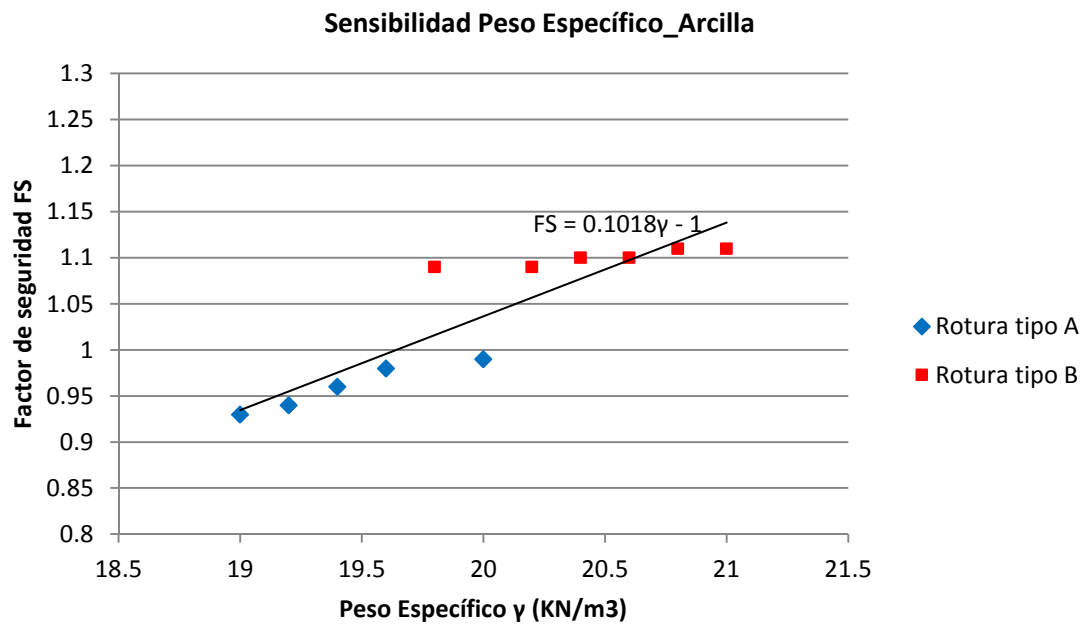


Figura No. 54: Variación del peso específico de la arcilla

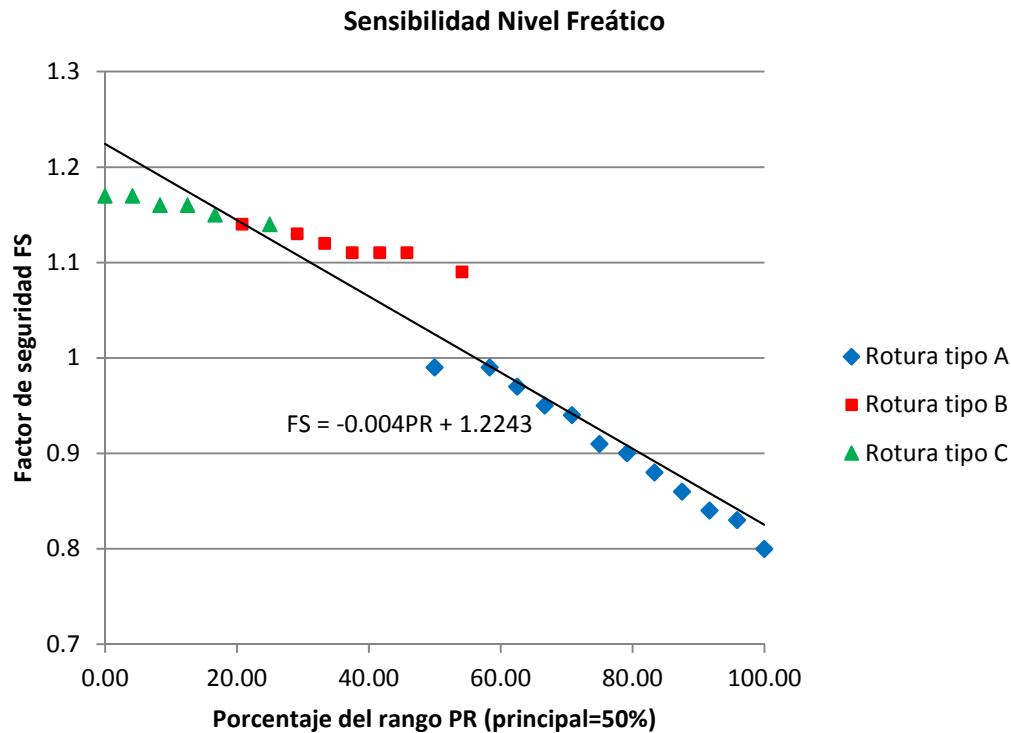


Figura No. 55: Sensibilidad del factor de seguridad al ascenso y descenso del nivel freático.

En la figura 55 un PR=0% representa descenso de nivel freático en 2.40m y un PR=100% representa ascenso de nivel freático en 2.40 m.

En todos los resultados las roturas tipo A corresponden a factores de seguridad menores a la unidad y calculados a través del multiplicador ΣM_{stage} y los superiores a la unidad han sido calculados con el multiplicador ΣM_{sf} . Así también, en todas las gráficas de análisis de sensibilidad se produce un salto de resultados en el factor de seguridad que va de 0.993 (rotura tipo A) a 1.09 (rotura tipo B ó C). De los parámetros considerados en el análisis de sensibilidad, el ángulo de fricción de la cuña es el que mayor influencia tiene en la estabilidad del terreno. Cabe señalar también que las fluctuaciones del nivel freático generan inestabilidad en la zona de la cuña lo que facilita el deslizamiento. Estas fluctuaciones han sido captadas con la piezometría de cuerda vibrante y con los piezómetros de tubería ranurada.

5.3 Estabilidad del terreno con colocación de la berma

Al colocar la berma, se logra un incremento en el factor de seguridad, a pesar de realizarse en condiciones no drenadas para la arcilla, el sustrato rocoso y la cuña. A este proceso corresponde la fase 4 y 5. Los parámetros de la Berma usados para todos los cálculos se corresponden con los usados para el Terraplén, mostrados en Tabla No. 7, a excepción del ángulo de fricción, ya que se ha usado para la Berma un valor de 27° .

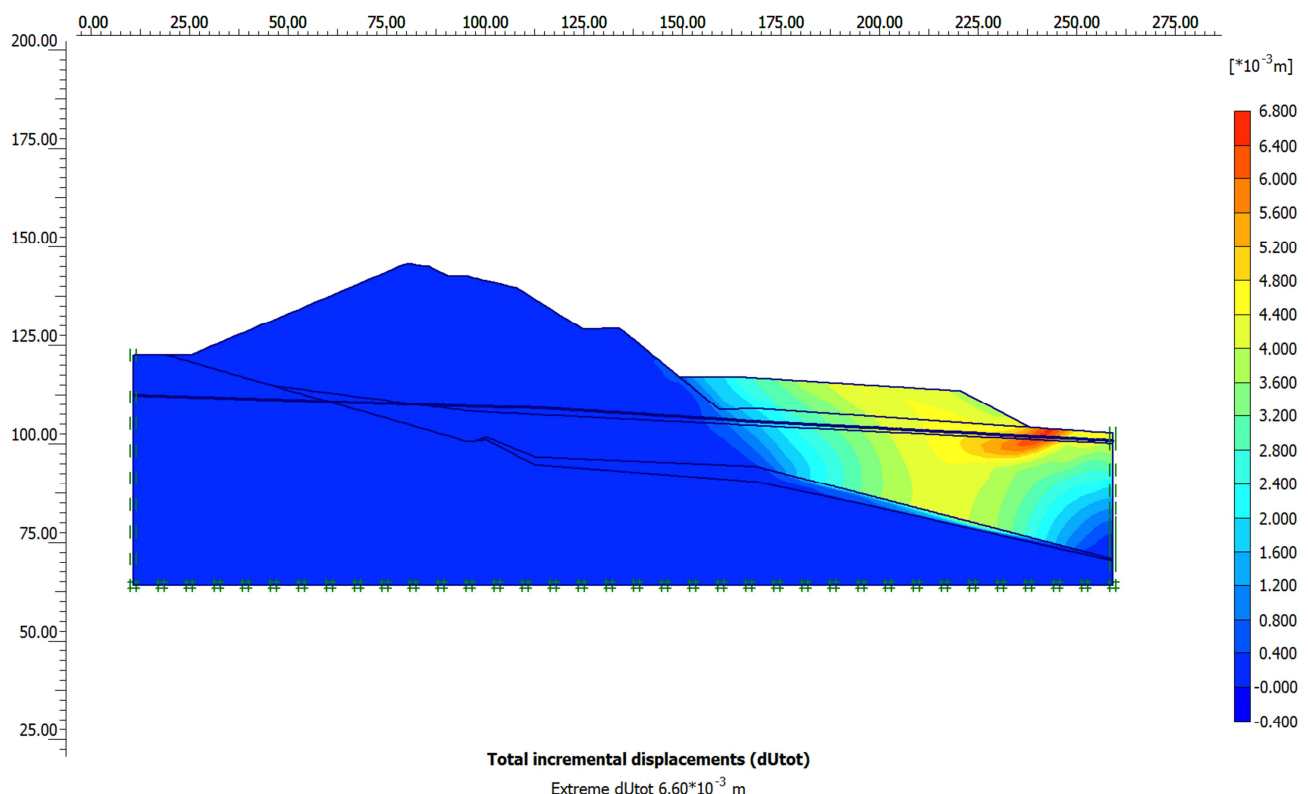


Figura No. 56: Colocación de Berma, fase 4.

La figura No. 56 muestra los desplazamientos incrementales con la colocación de la berma. La figura No. 57 corresponde al procedimiento *phi-c reduction* (fase 5) a partir de la fase 4, obteniéndose un factor de seguridad de 1.13. Este análisis no es lo suficientemente realista ya que la berma se construyó en un periodo de 15 días y los piezómetros de cuerda vibrante mostraban disipación de presiones intersticiales durante el proceso de construcción. Si algo de disipación ocurre, el análisis de estabilidad realizado asumiendo condiciones completamente no drenadas al final de la construcción subestimaré el factor de

seguridad (Duncan & Wright, 2005, pág. 175). En todo caso, sería el mínimo valor del factor de seguridad que se obtendría si los materiales fueran lo suficientemente impermeables para no permitir disipación de presiones intersticiales.

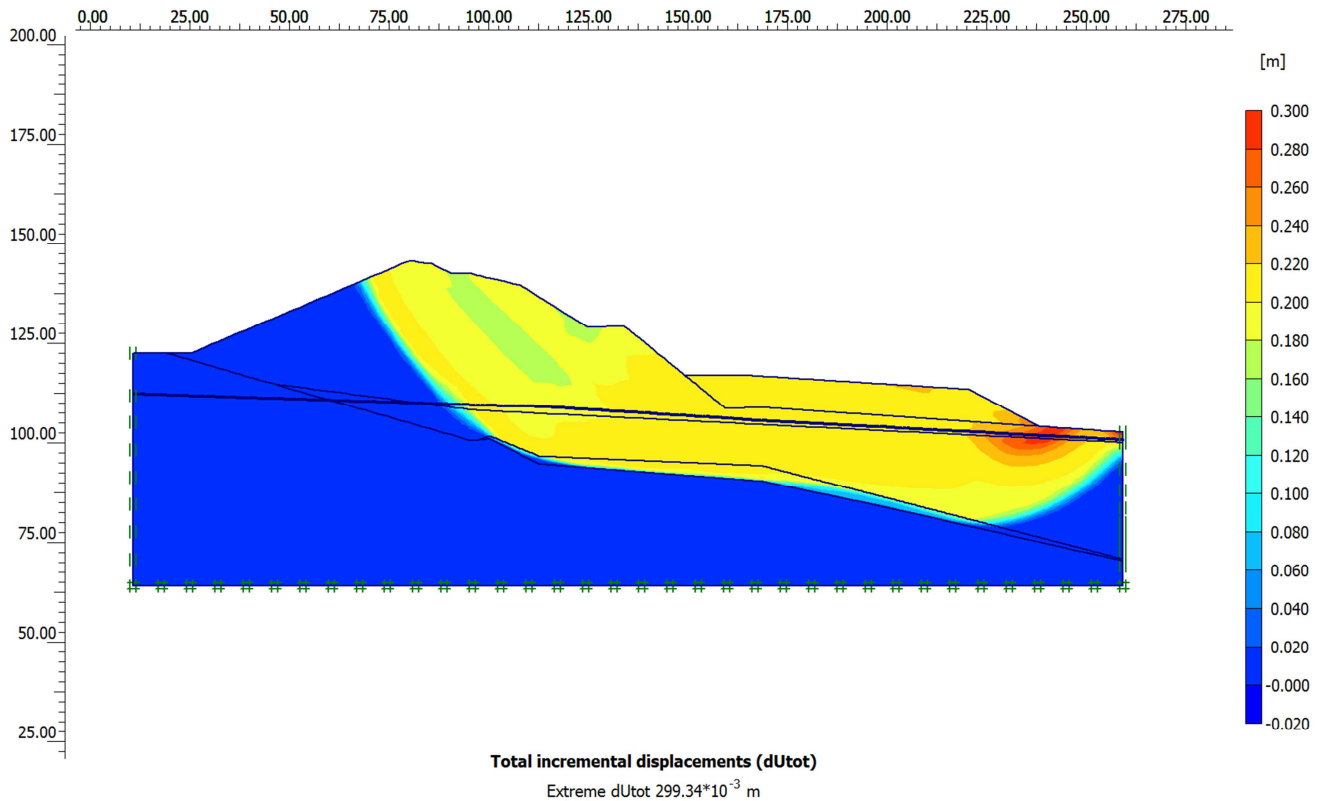


Figura No. 57: phi-c reduction, fase 5. Factor de seguridad=1.13

Con los parámetros y coeficientes de permeabilidad indicados en tabla No. 07 se han calculado las fases 6 (consolidación de 15 días) y 8 (consolidación hasta presión intersticial mínima de 1 KPa), con sus correspondientes procedimientos phi-c reduction para el cálculo del factor de seguridad (fases 7 y 9 respectivamente). Se ha usado además el intervalo de fases comprendido en tabla No. 6 para calcular la variación del factor de seguridad en función del tiempo. El resultado final se muestra en figura No. 58 que se corresponde con la estabilidad de los movimientos registrados en los inclinómetros IN-4 e IN-6.

Todos los valores de factor de seguridad mostrados en figura No. 58 son resultado de una rotura con tendencia del mismo tipo mostrado en la figura No. 57.

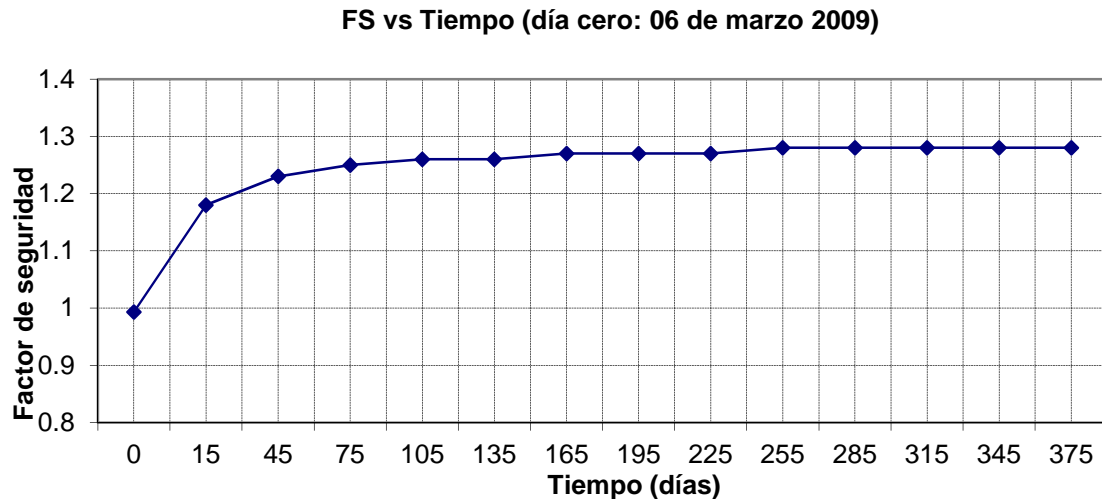


Figura No. 58: Factor de seguridad en función del tiempo.

5.4 Comparación entre presiones intersticiales calculadas y las registradas en campo.

En tabla No. 14 se muestran las coordenadas de los piezómetros instalados in situ y las coordenadas de los nodos usados en PLAXIS para obtener los datos de las presiones intersticiales. Para ello se ha usado las fases 6 y 8 del programa de cálculo. Las figuras No. 59 a la No. 66 muestran los registros de piezometría a lo largo de aproximadamente un año, y los cálculos realizados con PLAXIS.

Descripción	Coordenadas de piezómetros		Coordenadas del nodo Plaxis	
	X	Y	X	Y
Columna piezométrica PZ-S10				
PZ1.1	127.31	102.09	126.90	102.00
PZ1.2	127.31	104.09	126.40	104.40
PZ1.3	127.31	105.99	126.10	105.70
Columna piezométrica PZ-S14				
PZ1.1	196.06	83.43	196.30	83.20
PZ1.2	196.06	95.03	196.20	94.48
Columna piezométrica PZ-S15				
PZ1.1	172.06	94.49	172.40	94.56
PZ1.3	172.06	103.49	172.40	102.10
Columna piezométrica PZ-S16				
PZ1.1	174.31	87.35	174.30	87.76
PZ1.2	174.31	94.85	174.40	94.62
PZ1.3	174.31	102.35	174.20	102.00

Tabla No. 14: Coordenadas de piezómetros y nodos de Plaxis usados para la comparación de presiones intersticiales.

Los excesos de presiones intersticiales en los dispositivos de cuerda vibrante se han calculado restando a los datos registrados los valores de presión hidrostática calculados con la profundidad a que se encontraban los piezómetros del nivel freático. Los detalles de presiones hidrostáticas se muestran en tabla No. 15.

Piezómetro	Presiones hidrostáticas por sondeo (KN/m ²)			
	PZ-S10	PZ-S14	PZ-S15	PZ-S16
PZ1.1	58.80	204.20	106.50	176.80
PZ1.2	39.3	88.20	62.50	101.80
PZ1.3	19.80	---	16.50	19.5

Tabla No. 15: Presiones hidrostáticas en dispositivos instalados in situ.

El PZ1.2 en columna piezométrica PZ-S15 fue instalado pero las medidas no fueron tomadas a lo largo del mismo periodo que los demás dispositivos.

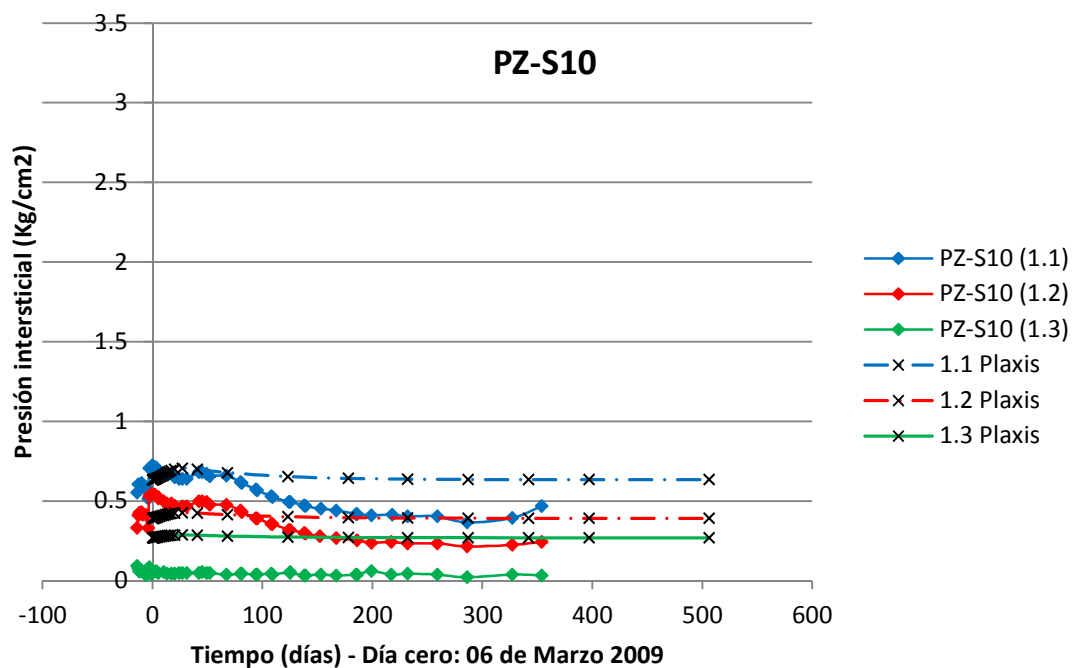


Figura No. 59: Presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S10.

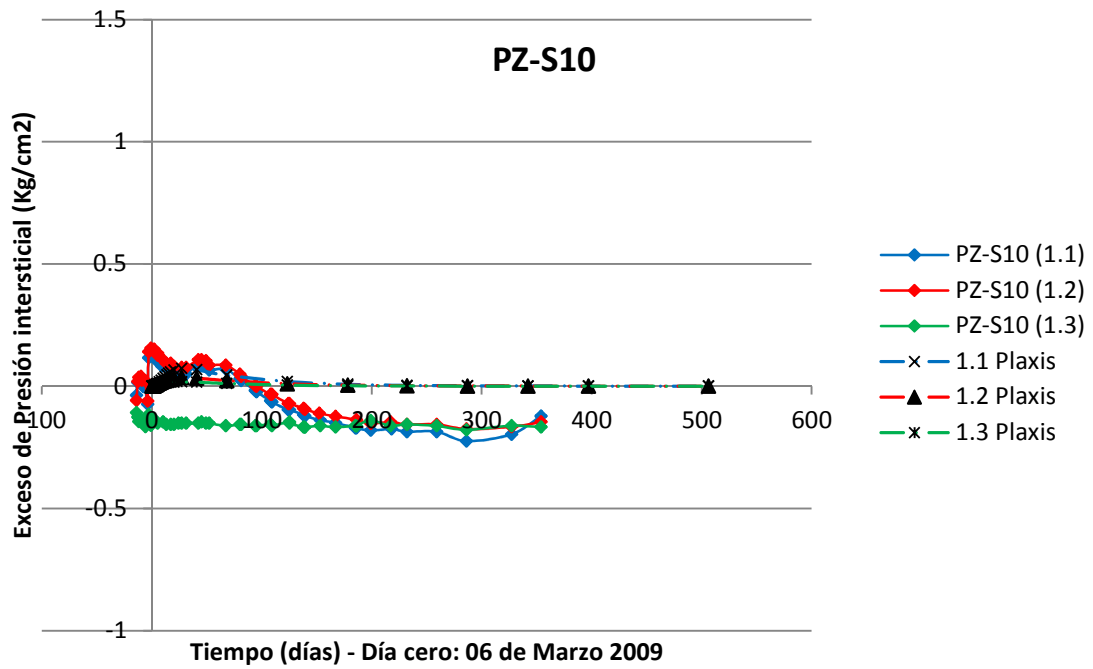


Figura No. 60: Exceso de presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S10.

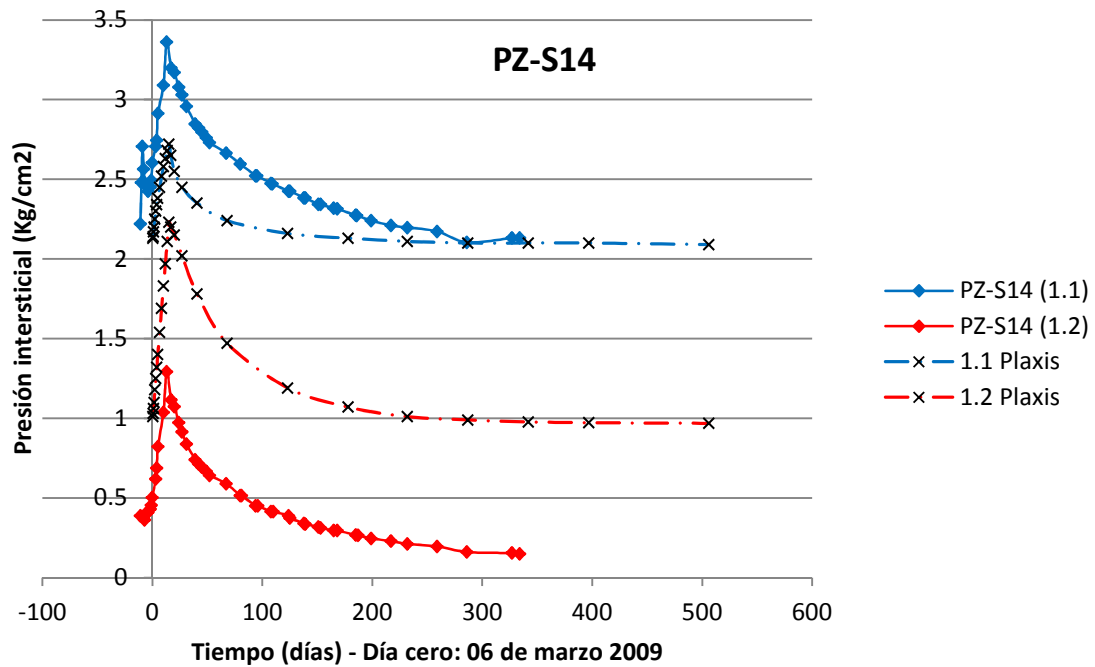


Figura No. 61: Presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S14.

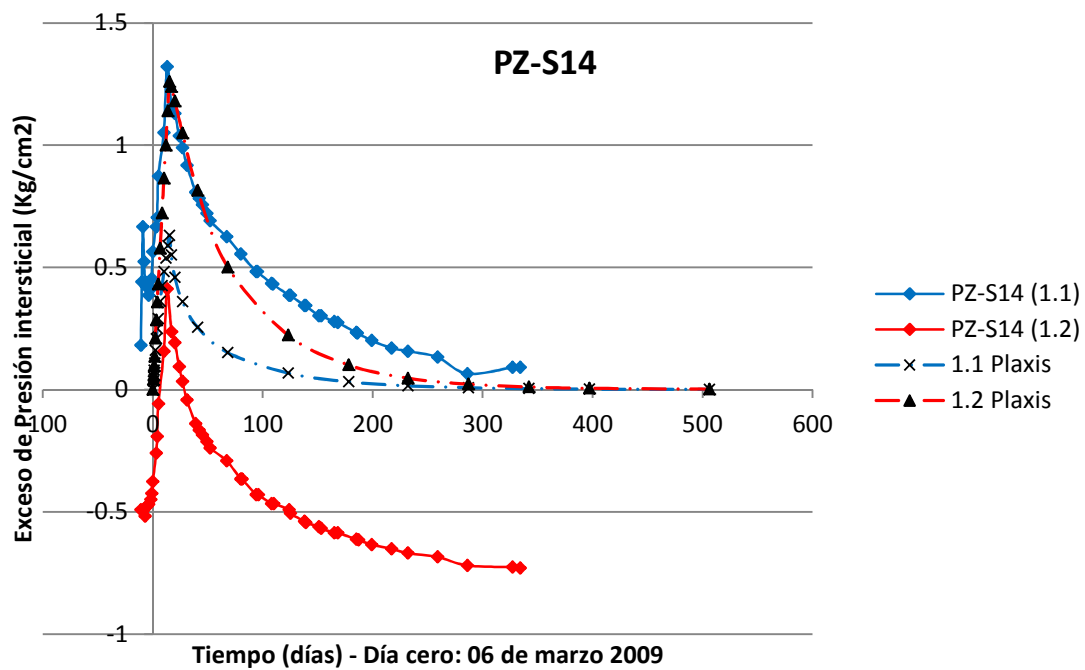


Figura No. 62: Exceso de presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S14.

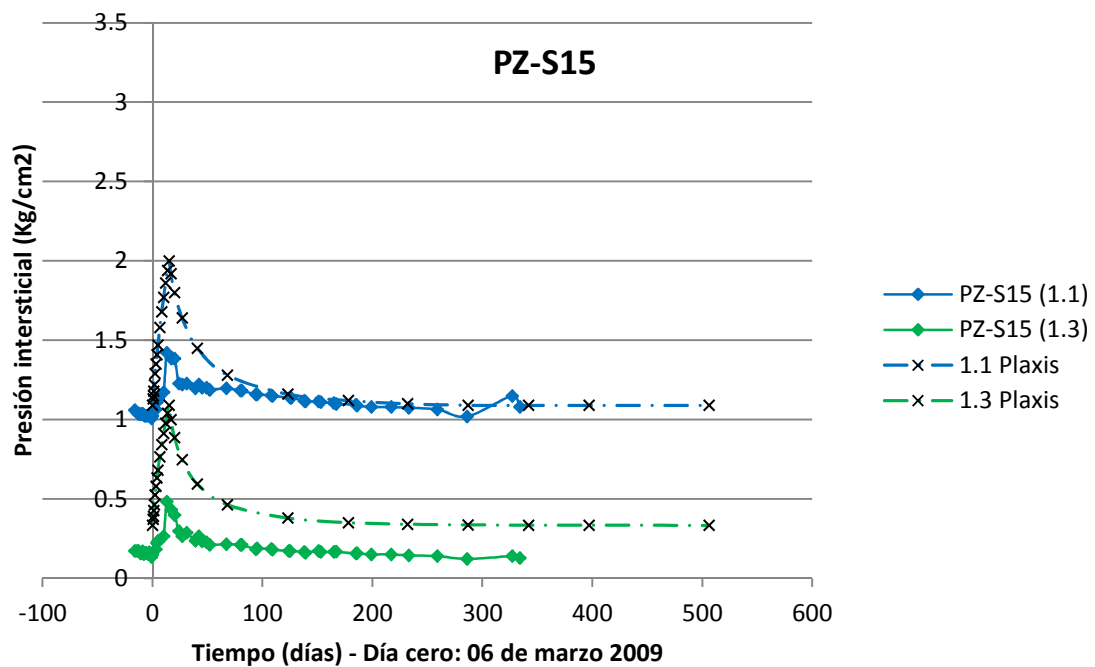


Figura No. 63: Presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S15.

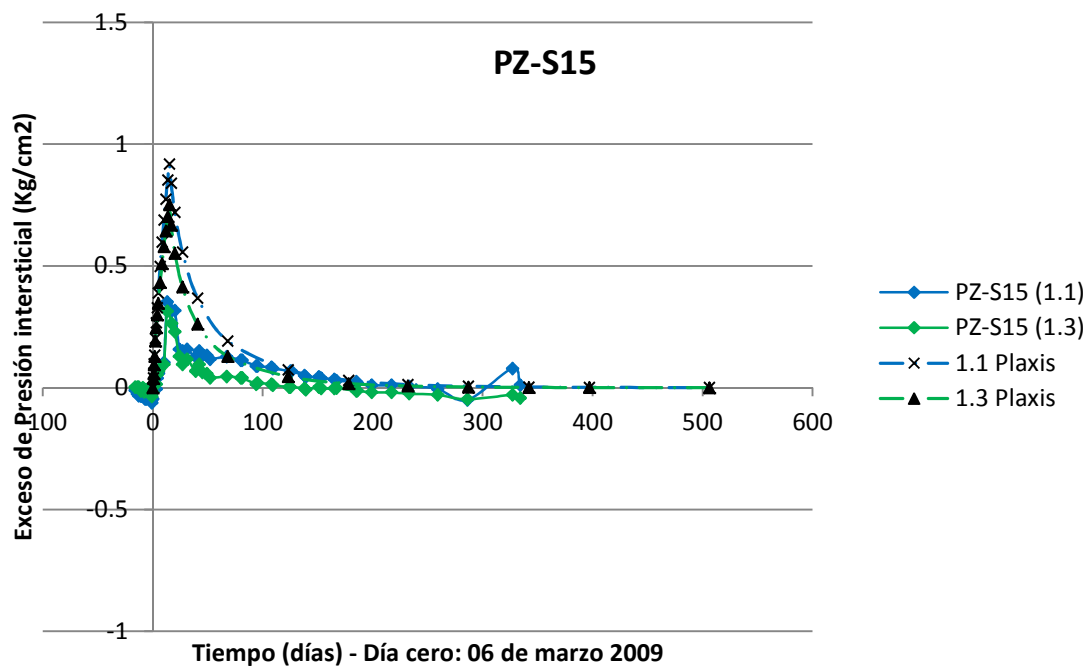


Figura No. 64: Exceso de presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S15.

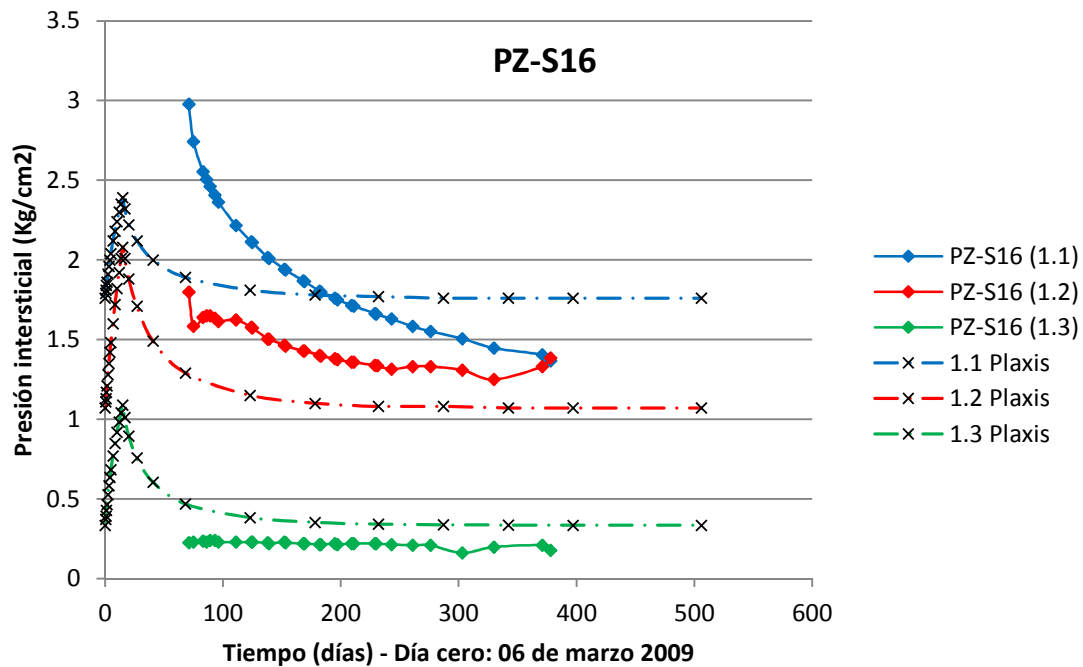


Figura No. 65: Presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S16.

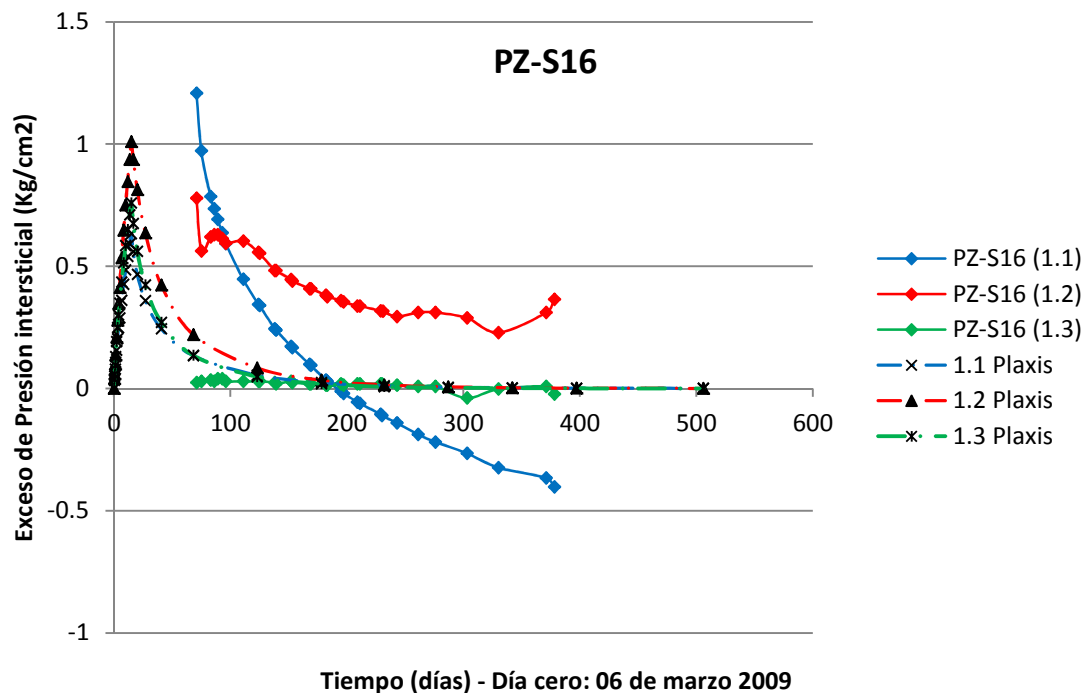


Figura No. 66: Exceso de presión intersticial medida y calculada en PLAXIS, PZ-S16.

Los registros del PZ-S10 muestran presiones intersticiales por debajo de la inicial. Esto puede deberse al periodo de baja precipitación que se presentó después de la colocación de la berma. Además, existen fluctuaciones menores del nivel freático que se pueden apreciar en los registros de sondeos (ver secciones 9.5 y 9.6 de anexos), cuyas causas son difíciles de determinar y que por tanto son difíciles de representar en el modelo de PLAXIS.

El piezómetro PZ1.2 del PZ-S14 registra un incremento similar al calculado. Aunque cae por debajo de los registros finales, la curva de disipación tiene tendencia similar. El PZ1.1 en cambio, registra un valor pico mayor que el calculado, pero con tendencia a la disipación a los 300 días.

Los piezómetros PZ1.1 y PZ1.3 del PZ-S15 registran valores de pico menores que los calculados pero la disipación se corresponde con las medidas insitu. Una de las razones de esta variación se debe a la ubicación de los nodos en el modelo de PLAXIS, especialmente el usado para comparar con el PZ1.3 que está a 1.39 m por debajo de la ubicación del dispositivo de cuerda vibrante.

Esto explica la diferencia en los valores de pico medidos y se puede observar en la figura No. 67 que muestra la acumulación de exceso de presiones intersticiales con la profundidad.

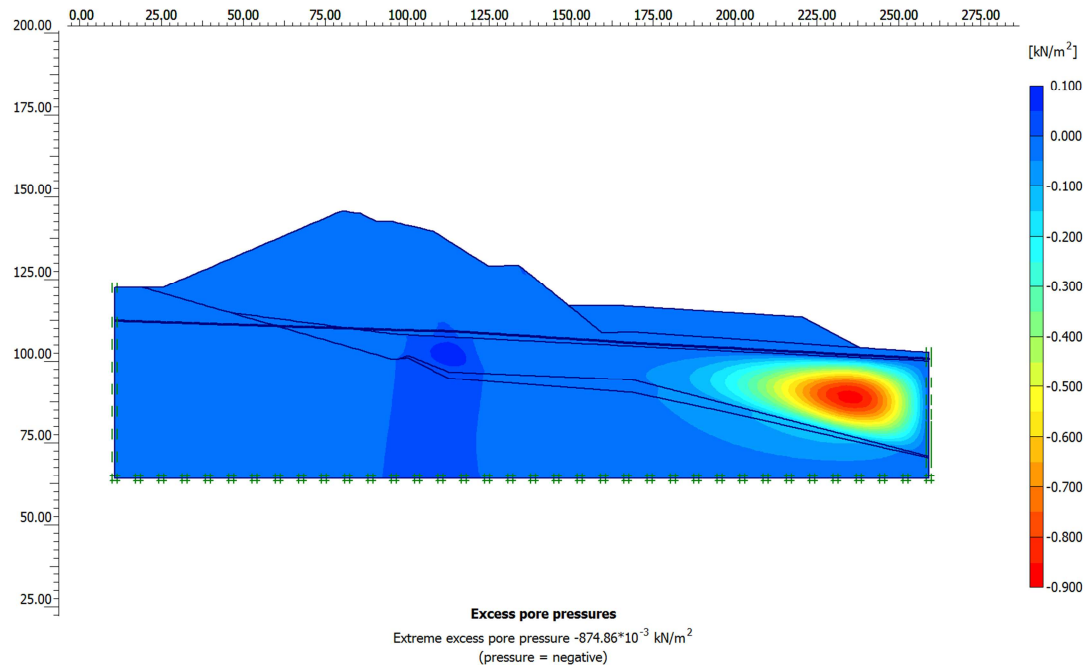


Figura No. 67: Exceso de presión intersticial, fase 8 (minimum pore pressure).

Con los registros del PZ-S16 existe el inconveniente que los dispositivos de cuerda vibrante fueron instalados después de colocar la berma, por lo que no se puede comparar el valor de pico, aunque sí la tendencia a disipación. Hay incongruencia con los valores del PZ1.1 en este sondeo que llega a valores inferiores que los hidrostáticos. Del sondeo PZ-S16 los dispositivos PZ1.1 y PZ1.3 muestran resultados satisfactorios.

6. CONCLUSIONES

Aunque el caso de inestabilidad del terraplén de acceso al Viaducto de Mas Rubió requería de ensayos de laboratorio y de campo adicionales, se cuenta con registros de instrumentación e información necesaria para encontrar las causas que generaron la inestabilidad del terreno. La instrumentación de campo, especialmente inclinómetros y piezómetros, ha sido de vital importancia para el desarrollo del presente trabajo, así también los ensayos de laboratorio realizados.

Durante la fase de construcción y con la detección de los movimientos de inestabilidad del terreno y la deformación del estribo del Viaducto se fueron desarrollando actividades adicionales que permitieron recopilar la información necesaria para estabilizar el movimiento a través de la construcción de la berma al pie del terraplén. Esta medida estabilizadora fue eficaz para contrarrestar los movimientos originados en el contacto cuña-sustrato y aumentar el factor de seguridad ante tal modalidad de falla; esto fue comprobado con la instrumentación de campo con la monitorización de los inclinómetros IN-4 e IN-6 con el paso del tiempo; además ha sido cotejado con en el presente estudio con el aumento del factor de seguridad a través del cálculo con el Método de Elementos Finitos realizado con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb. El muerto de anclaje colocado en el trasdós del estribo del viaducto fue diseñado y propuesto cuando no se disponía aún de los datos suficientes para identificar la causa de los movimientos; esta medida de estabilización fue ineficaz y no tuvo influencia alguna en la estabilidad del terreno, fue una medida inmediata ante la preocupación de la integridad y estabilidad del estribo No. 1 del Viaducto.

En el periodo 2008-2009 se realizaron diversos estudios e hipótesis para explicar la inestabilidad usando el Método de Equilibrio Límite. Estos reportes (no incluidos en el presente estudio) requerían ajustes que fueron tomando lugar con los correspondientes análisis, por ejemplo la sección de análisis B-B' a mayor detalle. Fue hasta la detección del mecanismo de falla con inclinómetros IN-6 e IN0070 que los diversos estudios se enfocaron en la falla

en el contacto suelo-roca, obteniéndose en su momento, factores de seguridad superiores a la unidad. En ningún momento de los análisis realizados en ese periodo se consideró la cuña de sustrato meteorizado como un estrato adicional, sino que fue considerado bajo el estrato “arcilla”. Del análisis de sensibilidad se obtiene que este sustrato meteorizado (llamado cuña en el modelo de PLAXIS) es el de mayor importancia para condicionar la estabilidad del terreno. Otra de las situaciones importantes en ese periodo fue que los ensayos de laboratorio se centraron en la arcilla. Ensayos de laboratorio y de campo (resistencia y permeabilidad) eran necesarios en los demás materiales para calibrar el modelo con mayor precisión.

Con el *Back Analysis* realizado se ha encontrado un factor de seguridad de 0.993 una vez construido el terraplén para el mecanismo de rotura capturado con inclinómetros. Las causas principales de inestabilidad han sido:

- a) La cuña de sustrato meteorizado con contenido de arcilla que no fue considerada en los cálculos realizados durante el periodo 2008-2009. Los parámetros de resistencia de esta cuña han sido establecidos en 14.7° para el ángulo de fricción y 0.1 KN/m^2 de cohesión.
- b) Las fluctuaciones del nivel freático captadas con los dispositivos de cuerda vibrante y los piezómetros de tubería ranurada reflejados en los resultados de sondeos, han sido influyentes para facilitar el mecanismo de rotura y para causar decremento en el factor de seguridad por debajo de la unidad. El valor de factor de seguridad más próximo a la unidad es de alrededor de 1.09, pero el incremento en el nivel de aguas provoca pasar del mecanismo de rotura B ó C al tipo A. En los periodos de mayor precipitación pluvial se ha notado en los gráficos deformación vs tiempo, una leve respuesta, aunque no inmediata, a las presiones intersticiales.

Con el *Back Analysis* se ha explicado las causas principales de inestabilidad con valores de parámetros de resistencia basados en la experiencia y en el caso de la arcilla, en base a la variedad de resultados de laboratorio. Los valores de permeabilidades asignados a los diferentes tipos de suelo del modelo dan resultados fiables al comparar con las presiones intersticiales medidas con piezometría de cuerda vibrante.

En el análisis de sensibilidad realizado destaca el ángulo de fricción de la cuña como parámetro más influyente en el modelo. Durante el proceso constructivo y de estabilización del terreno no se realizaron ensayos de laboratorio de la cuña de sustrato meteorizado. Las roturas tipo B se presentan en el modelo en un rango de factor de seguridad comprendido entre 1.09 y 1.12. Valores de factor de seguridad mayores a este rango son representativos de rotura tipo C. Todas las roturas tipo A presentan valores de factor de seguridad menores a 1.0. La cohesión del terraplén no es influyente, pero sí necesaria para que no se produzcan roturas locales en el talud.

Las condiciones de estabilidad con el paso del tiempo han sido comprobadas con el modelo de elementos finitos, obteniendo un factor de seguridad final de 1.27 y el tipo de rotura mostrado en figura No. 57. Este resultado es representativo al compararse con la disipación de presiones intersticiales y con el seguimiento de la inclinometría en función del tiempo en inclinómetros IN-4 e IN-6 con lo cual se ratifica la efectividad de la berma.

Las presiones intersticiales calculadas con el modelo de elementos finitos han sido comparadas con las medidas en campo. Se han encontrado mejores resultados con los dispositivos de cuerda vibrante del sondeo PZ-S15, aunque los valores picos no se corresponden; esto tiene su explicación en la ubicación del nodo usado en PLAXIS para el cálculo de resultados. Con el PZ-S14 los picos máximos tienen dimensiones similares con los medidos en campo, aunque hay variación en el exceso de presiones intersticiales lo cual se debe a que en el modelo se han medido diferentes niveles piezométricos en algunas localidades de la arcilla pero no se han tomado en cuenta ya que no afectan la superficie de rotura. Con los piezómetros del sondeo PZ-S16 solamente se puede comparar la zona final de disipación, ya que los valores de pico no fueron medidos debido al periodo de instalación de los mismos.

7. PERSPECTIVAS FUTURAS

Los resultados obtenidos en el presente estudio con el modelo constitutivo Mohr-Coulomb han sido fiables desde el punto de vista de resistencia del terreno. No se ha estudiado deformaciones a pequeña escala, tampoco asentamientos. El uso de otro modelo constitutivo es recomendado para estudiar otros aspectos geotécnicos obtenidos de la instrumentación.

Si se requiere afinar aún más los resultados es necesario ensayos in situ adicionales, sobre todo en el terraplén, cuña y sustrato rocoso para calibrar el modelo.

En los datos de campo se registró la precipitación pluvial. La respuesta de la estabilidad del terreno a la infiltración de agua no ha sido estudiada, tampoco condiciones de flujo. Los resultados de piezometría pueden ser mejorados con estas consideraciones y con un modelo constitutivo que tome en cuenta el comportamiento hidromecánico del suelo con la infiltración de agua en el terreno.

8. REFERENCIAS

- Atkinson, J. (2007). *The mechanics of soils and foundations - 2nd ed.* London: Taylor & Francis Group.
- Berry, P. L., & Reid, D. (1993). *Mecánica de Suelos*. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36(1), 65-78.
- Bromhead, J. (1992). *The Stability of Slopes*. Glasgow: Blackie Academic & Professional.
- Budhu, M. (2000). *Soil Mechanics and Foundations*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands. (2008a). *Plaxis 2D, General Information Manual Version 9.0*.
- Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands. (2008b). *Plaxis 2D, Material Models Manual Version 9.0*.
- Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands. (2008c). *Plaxis 2D, Reference Manual Version 9.0*.
- Duncan, J., & Wright, S. G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. New Jersey: John Wiley & Sons.
- Dunnicliff, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Griffiths, D., & Lane, P. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Gèotechnique* 49, No. 3, 387-403.
- Jumikis, A. R. (1983). *Rock mechanics, 2nd ed.* Zurich: Trans Tech Publications.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior - Third Edition*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

9.ANEXOS